

**ЕФЕКТИВНІ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ОБ'ЄКТІВ ЗБЕРІГАННЯ
НАФТИ І НАФТОПРОДУКТІВ У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ**

В.О. Онищенко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко,
М.О. Харченко, І.І. Ларцева, В.І. Бредун, Т.М. Нестеренко

ЕФЕКТИВНІ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ОБ'ЄКТІВ ЗБЕРІГАННЯ НАФТИ І НАФТОПРОДУКТІВ У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

В.О. Онищенко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, М.О. Харченко,
І.І. Ларцева, В.І. Бредун, Т.М. Нестеренко

МОНОГРАФІЯ

Полтава 2019



EFFECTIVE CONSTRUCTIVE-TECHNOLOGICAL SOLUTIONS FOR OIL AND PETROLIUM PRODUCTS STORAGE IN COMPLEX ENGINEERING AND GEOLOGICAL CONDITIONS

V.O. Onyshchenko, Yu.L. Vynnykov, M.L. Zotsenko, M.O. Kharchenko,
I.I. Lartseva, V.I. Bredun, T.M. Nesterenko

MONOGRAPH

Poltava 2019

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА**

**В.О. ОНИЩЕНКО, Ю.Л. ВИННИКОВ, М.Л. ЗОЦЕНКО,
М.О. ХАРЧЕНКО, І.І. ЛАРЦЕВА, В.І. БРЕДУН,
Т.М. НЕСТЕРЕНКО**

**ЕФЕКТИВНІ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНІ
РІШЕННЯ ОБ'ЄКТІВ ЗБЕРІГАННЯ
НАФТИ І НАФТОПРОДУКТІВ У СКЛАДНИХ
ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ**

МОНОГРАФІЯ

**MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
POLTAVA NATIONAL TECHNICAL YURI KONDRATYUK
UNIVERSITY**

**V.O. ONYSHCHENKO, Yu.L. VYNNYKOV, M.L. ZOTSENKO,
M.O. KHARCHENKO, I.I. LARTSEVA, V.I. BREDUN,
T.M. NESTERENKO**

**EFFECTIVE CONSTRUCTIVE-TECHNOLOGICAL
SOLUTIONS FOR OIL AND PETROLEUM PRODUCTS
STORAGE IN COMPLEX ENGINEERING AND
GEOLOGICAL CONDITIONS**

MONOGRAPH

**Полтава
2019**

Рецензенти:

С.Ф. Пічугін, докт. техн. наук, професор, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка;

В.Л. Сєдін, Заслужений діяч науки і техніки України, докт. техн. наук, професор, Придніпровська державна академія будівництва та архітектури;

Р.С. Ярімійчук, Заслужений діяч науки і техніки України, докт. техн. наук, професор, академік Української нафтогазової академії.

Рекомендовано до опублікування Вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (протокол №8 від 30.11.2018 р.).

Е 90

Ефективні конструктивно-технологічні рішення об'єктів зберігання нафти і нафтопродуктів у складних інженерно-геологічних умовах: Монографія / В.О. Онищенко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, М.О. Харченко, І.І. Ларцева, В.І. Бредун, Т.М. Нестеренко. – Полтава: ФОП Пусан А.Ф., 2019. – 233 с., Іл.: 165, табл.: 34; 176 бібліогр. назв.

ISBN 978-966-97872-2-4

У монографії проаналізовано сучасний стан питання безпеки та причини відмов резервуарів вертикальних сталевих. Обґрунтовано оптимальні типи фундаментів для різних резервуарів для різних складних інженерно-геологічних умов України. Набули подальшого розвитку наукові підходи до управління екологічною безпекою об'єктів зберігання вуглеводневої сировини в регіонах з підвищеним рівнем техногенної сейсмічності. Запропоновано методика зменшення динамічних впливів на резервуари за рахунок розроблення ефективних видів штучних сейсмостійких основ. Також проаналізовано екологічну безпеку територій в умовах підвищеного техногенного сейсмічного навантаження. Розроблено пропозиції щодо удосконалення норм проектування резервуарів вертикальних циліндричних сталевих для нафти і нафтопродуктів.

Effective Constructive-Technological Solutions for Oil and Petroleum Products Storage in Complex Engineering and Geological Conditions: Monograph / V.O. Onyshchenko, Yu.L. Vynnykov, M.L. Zotsenko, M.O. Kharchenko, I.I. Lartseva, V.I. Bredun, T.M. Nesterenko. – Poltava: FOP Pusan A.F., 2019. – 233 p., Fig.: 165, tabl.: 34; 176 bibliogr. titles.

The monograph analyzes the current state of the issue of safety and causes of vertical steel tanks failures. The optimal types of foundations for different reservoirs for various complex geotechnical conditions of Ukraine are substantiated. Scientific approaches to the management of ecological safety of storage facilities for hydrocarbon raw materials in regions with a high level of man-caused seismicity have been developed. The method of reduction of dynamic influences on reservoirs is offered due to the development of effective types of artificial seismic resistant bases. The ecological safety of territories in the conditions of increased technogenic seismic loading is also analyzed. Proposals for the improvement of design standards for vertical cylindrical steel tanks for oil and petroleum products have been developed.

УДК 622.692.23-027.45

ISBN 978-966-97872-2-4 © Колектив авторів, 2019

ЗМІСТ

ВСТУП	7
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ АВАРІЙНИХ СИТУАЦІЙ ПРИ ЗВЕДЕННІ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ РЕЗЕРВУАРНИХ ПАРКІВ	9
1.1. Аналіз технологічних аспектів виникнення аварій резервуарів і резервуарних парків.....	10
1.2. Аналіз конструктивних аспектів виникнення аварії резервуарів.....	20
1.2.1 Аварії резервуарів, викликані корозійним зношенням матеріалу оболонки.....	22
1.2.2 Аварії в результаті виникнення тріщин, мікротріщин та інших дефектів в конструктивних елементах резервуарів і зварних швах.....	24
1.3. Аналіз геотехнічних аспектів виникнення аварій резервуарів і резервуарних парків.....	30
1.3.1. Аварії, пов'язані з нерівномірними осіданнями основи резервуару.....	30
1.3.2. Аварії, пов'язані з втратою стійкості основи резервуару.....	39
1.4. Аварії резервуарів, викликані сейсмічними впливами, стихійними лихами та іншими природними явищами.....	43
1.5. Систематизація причин виникнення аварій резервуарів і резервуарних парків	54
Висновки за розділом 1.....	59
Список використаних літературних джерел до розділу 1.....	60
РОЗДІЛ 2 ПРОБЛЕМИ ТА ШЛЯХИ ЇХ ВИРІШЕННЯ ПРИ РОЗВИТКУ ТА МОДЕРНІЗАЦІЇ РЕЗЕРВУАРНОГО ПАРКУ УКРАЇНИ	65
2.1. Перспективи розвитку та модернізації резервуарного парку України.....	65
2.2. Аналіз складних інженерно-геологічних умов України	71
2.3. Аналіз можливих навантажень і впливів на резервуари	83
2.4. Принципи вибору конструктивних рішень резервуарів	92
2.4.1 Загальні відомості та класифікація резервуарів для зберігання нафти і нафтопродуктів	92
2.4.2 Основні конструктивні елементи сталевих вертикальних циліндричних резервуарів	97
2.4.3 Конструкції основ і фундаментів для резервуарів	100
2.5. Обґрунтування підвищення терміну експлуатації резервуарів та методи їх захисту від небезпечних факторів.....	112
2.5.1 Критерії оцінювання осідання основ резервуарів	112
2.5.2 Аналіз підходів до розрахунку резервуарів за граничними станами	123
2.5.3 Оцінювання технічного стану при експлуатації РВС для нафти та нафтопродуктів на слабких і просадочних ґрунтах ..	127
Висновки за розділом 2.....	132
Список використаних літературних джерел до розділу 2.....	133

РОЗДІЛ 3 ЕКОЛОГІЧНА БЕЗПЕКА ОБ’ЄКТІВ ЗБЕРІГАННЯ ВУГЛЕВОДНЕВОЇ СИРОВИНИ В УМОВАХ ПІДВИЩЕНОГО ТЕХНОГЕННОГО СЕЙСМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ	138
3.1 Природні передумови формування екологічної безпеки регіону під впливом чинників техногенної сейсмічності на об’єкти нафтогазового комплексу	138
3.2 Теоретичні основи формування екологічної безпеки у регіоні під впливом техногенної сейсмічності	139
3.3 Сейсмічні аспекти екологічної безпеки транспортування вуглеводневої сировини	142
3.4 Управління екологічною безпекою об’єктів нафтогазового комплексу	148
3.4.1 Загальні положення управління екологічною безпекою в умовах підвищеного техногенного сейсмічного навантаження територій	148
3.4.2 Управління екологічною безпекою нафтогазопроводів за аналізом сейсмічних впливів джерел транспортної групи	150
Висновки за розділом 3.....	154
Список використаних літературних джерел до розділу 3.....	156
РОЗДІЛ 4 ДИНАМІЧНА ПОВЕДІНКА ҐРУНТОВИХ ОСНОВ І РЕЗЕРВУАРІВ ТА РОЗРОБЛЕННЯ МЕТОДІВ ПІДВИЩЕННЯ ЇХ НАДІЙНОСТІ ТА СЕЙСМОСТІЙКОСТІ.....	158
4.1 Дослідження динамічних властивостей основ	158
4.1.1 Методика визначення віброприскорення коливань конструкцій резервуарів	159
4.1.2 Методика сейсмічного мікрорайонування територій	162
4.2 Підвищення динамічної стійкості ґрунтових основ резервуарів	167
4.3 Моделювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруда»	181
4.4 Аналіз досліджень сейсмічної поведінки резервуарів	193
Висновки за розділом 4.....	208
Список використаних літературних джерел до розділу 4.....	208
РОЗДІЛ 5 УПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ У ПРАКТИКУ БУДІВНИЦТВА Й ЕКСПЛУАТАЦІЇ ОБ’ЄКТІВ ЗБЕРІГАННЯ НАФТИ І НАФТОПРОДУКТІВ	212
5.1 Упровадження ефективної штучної сейсмостійкої основи для вертикальних сталевих резервуарів	212
5.2 Результати штампових випробувань ґрунтів та рекомендації щодо оптимальних варіантів фундаментів для будівництва складу зберігання вуглеводнів	218
5.3 Результати геотехнічного контролю якості ущільнення ґрунтової основи для реконструкції резервуарного парку	225
Висновки за розділом 5.....	229
Список використаних літературних джерел до розділу 5.....	229
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	230

CONTENT

INTRODUCTION	7
SECTION 1 ANALYSIS OF EMERGENCY SITUATIONS IN THE CONSTRUCTION AND OPERATION OF TANK FARMS.....	9
1.1. Analysis of the technological aspects of the accident conditions of tanks and tank farms.....	10
1.2. Analysis of the constructive aspects of the accident conditions of tanks	20
1.2.1 Accidents of tanks caused by corrosive wear of the shell material	22
1.2.2 Accidents caused by cracks, micro cracks and other defects in the structural elements of tanks and welds.....	24
1.3. Analysis of the geotechnical aspects of the accident conditions of tanks and tank farms.....	30
1.3.1. Accidents due to uneven deposits of the tank base	30
1.3.2. Accidents due to loss of stability of the tank base.....	39
1.4. Analysis of tanks and tank farms accidents caused by natural phenomena.....	43
1.5. Systematization of causes of tanks and tank farms accidents	54
Conclusions to the section 1.....	59
List of reference links to the section 1.....	60
SECTION 2 PROBLEMS AND WAYS OF THEIR SOLUTION IN DEVELOPMENT AND MODERNIZATION OF THE TANK FARMS OF UKRAINE	65
2.1. Prospects for the development and modernization of Ukraine's tank farms	65
2.2. Analysis of complex engineering-geological conditions of Ukraine	71
2.3. Analysis of possible loads and influences on tanks	83
2.4. Principles of choice of constructive solutions of tanks.....	92
2.4.1 General information and classification of tanks for the storage of oil and petroleum products	92
2.4.2 The main structural elements of steel vertical cylindrical tanks	97
2.4.3 Designs of bases and foundations for tanks.....	100
2.5. Justification for increasing the life of tanks and their protection against hazards	112
2.5.1 Criteria for evaluating the settling of tank bases	112
2.5.2 Analysis of approaches to the calculation of tanks by boundary states	123
2.5.3 Assessment of the technical state of operation of TVC for oil and petroleum products on poor-bearing and collapsibility soils.....	127
Conclusions to the section 2.....	132
List of reference links to the section 2.....	133

SECTION 3 ECOLOGICAL SAFETY OF CARBOHYDRATE RAW MATERIAL STORAGE IN THE CONDITIONS OF INCREASED TECHNOGENIC SEISMIC LOADING	138
3.1 Natural prerequisites for the formation of ecological safety of the region under the influence of factors of technogenic seismicity on objects of the oil and gas complex	138
3.2 Theoretical bases of formation of ecological safety in the region under the influence of technogenic seismicity	139
3.3 Seismic aspects of ecological safety of transportation of hydrocarbon raw materials	142
3.4 Management of ecological safety of oil and gas extraction and transportation facilities	148
3.4.1 General provisions of ecological safety management in conditions of increased man-caused seismic loading of territories	148
3.4.2 Management of ecological safety of oil and gas pipelines by analysis of seismic influences of transport group sources	150
Conclusions to the section 3.....	154
List of reference links to the section 3.....	156
SECTION 4 DYNAMIC BEHAVIOR OF SOIL BASES AND RESERVOIRS AND DEVELOPMENT OF METHODS OF INCREASING THEIR RELIABILITY AND SEISMIC STABILITY	158
4.1 Investigation of dynamic properties of bases	158
4.1.1 Methods for determining vibration acceleration of reservoir structure fluctuations	159
4.1.2 Methods of seismic microdistricting of territories	162
4.2 Increase of dynamic stability of soil bases of reservoirs	167
4.3 Stress-strain state modelling of the system «base – foundations – construction».....	181
4.4 Analysis of studies of seismic behavior of reservoirs	193
Conclusions to the section 4.....	208
List of reference links to the section 4.....	208
SECTION 5 INTRODUCTION OF RESEARCH RESULTS IN PRACTICE OF CONSTRUCTION AND OPERATION OF OIL AND PETROLEUM PRODUCTS STORAGE	212
5.1 Introduction of an efficient artificial earthquake basis for vertical steel tanks	212
5.2 Results of plate loading tests of soils and recommendations on optimal variants of foundations for the construction of hydrocarbons storage	218
5.3 Results of geotechnical control of the quality of soil basis compaction for the reconstruction of the tank farms	225
Conclusions to the section 5.....	229
List of reference links to the section 5.....	229
GENERAL CONCLUSIONS.....	230

ВСТУП

Енергетична безпека України залежить від динаміки енергетичного ринку, глобалізації економіки, зростання конкуренції. Тому на сьогодні існує нагальна потреба в розвитку, модернізації та реконструкції резервуарного парку нафти і нафтопродуктів на рівні міжнародних стандартів у цій галузі при одночасному забезпеченні суперечливих вимог щодо економічності, конструктивної надійності та екологічної безпеки.

Об'єкти зберігання нафти і нафтопродуктів мають найвищу категорію складності та класифікуються як інженерні споруди підвищеної відповідальності та екологічної небезпеки. Для територій зі складними інженерно-геологічними умовами суттєво підвищується загальна вартість будівництва, а також суттєво ускладнюється забезпечення проектних технологічних вимог при їх експлуатації, особливо при динамічних, у т. ч. сейсмічних впливах. Комплексне врахування цих факторів потребує удосконалення методів розрахунку та моделювання системи «основа – фундаменти – інженерна споруда», розроблення ефективних конструктивно-технологічних рішень для зведення сучасних економічних та безпечних резервуарів нафти і нафтопродуктів, а також забезпечення проектних технологічних вимог при їх експлуатації.

Удосконалена методологія відкриває можливості отримати інтегральну оцінку детерміністичних, імовірнісних, соціальних, екологічних й економічних критеріїв керування якістю продукції та технологічної ефективності зберігання нафти і нафтопродуктів.

В даній монографії розглянуто актуальні питання проектування, зведення, випробувань та експлуатації об'єктів зберігання нафти і нафтопродуктів у складних інженерно-геологічних умовах, особливо при динамічних, у т. ч. сейсмічних впливах. Слід також сказати, що у цій роботі ми представили не лише власні дослідження, але й аналізуємо результати оригінальних досліджень інших авторів за темою монографії.

Синергія наукових шкіл економічної безпеки, геотехніки і надійності будівельних конструкцій та нафтогазового й екологічного напрямків дало можливість розробити нові ефективні рішення щодо підвищення динамічної та статичної стійкості основ чи їх стабілізації при зведенні, випробуваннях та експлуатації резервуарів для нафти і нафтопродуктів.

Сучасний рівень теоретичних і практичних досліджень впливу техногенної сейсмічності на стан екологічної безпеки ділянок й технологічних об'єктів дозволяє організувати ефективний захист елементів нафтогазотранспортної системи від негативного впливу техногенної сейсмічності та забезпечити тим самим високий рівень їх екологічної безпеки.

Перший розділ монографії присвячено аналізу технологічних, конструктивних і геотехнічних аспектів виникнення аварій резервуарів і резервуарних парків. Особливу увагу приділено аваріям резервуарів, які

викликані сейсмічними впливами, стихійними лихами та іншими природними явищами. Зроблена спроба систематизації причин виникнення аварій резервуарів і резервуарних парків.

У другому розділі розглянуто проблеми та шляхи їх вирішення при розвитку та модернізації резервуарного парку України, зокрема потенційно небезпечні чинники при його експлуатації, навантаження та впливи на резервуари, принципи вибору їх конструктивних рішень, а також обґрунтовано можливості підвищення терміну експлуатації резервуарів і методи їх захисту від небезпечних факторів, тощо.

Особливості екологічної безпеки об'єктів зберігання вуглеводневої сировини за умов підвищеного техногенного сейсмічного навантаження територій, а також управління екологічною безпекою об'єктів нафтогазового комплексу подано в розділі 3.

У четвертому розділі роботи запропоновано методи оцінювання динамічної поведінки ґрунтових основ і резервуарів на них, а також шляхи підвищення надійності та сейсмостійкості системи «основа – фундаменти – споруда». Зокрема, розроблено ефективні варіанти зменшення статичної та динамічної (сейсмічної) небезпеки резервуарів для нафти і нафтопродуктів за рахунок покращення властивостей ґрунтових основ шляхом їх вертикального армування. Вони дають змогу зменшити вплив динамічного навантаження на надземну частину споруди, зменшити період (підвищити частоту) коливань основи, покращити демпферні її характеристики, призвести до дисипації енергії сейсмічної хвилі, ліквідувати тиксотропні властивості й властивості розрідження ґрунтів в межах штучної основи. Також вони спрямовані на стабілізацію властивостей основи протягом експлуатації на ній інженерних систем в статичному режимі. Обговорено результати прикладів моделювання напружено-деформованого стану цієї системи.

Упровадження окремих результатів досліджень, у т. ч. ефективної штучної сейсмостійкої основи для вертикальних сталевих резервуарів, у практику будівництва та експлуатації об'єктів зберігання нафти і нафтопродуктів зведено в розділ 5 монографії.

Автори висловлюють щире подяку рецензентам монографії докт. техн. наук, професорам С.Ф. Пічугіну, В.Л. Сєдіну та Р.С. Ярімійчуку.

РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ АВАРІЙНИХ СИТУАЦІЙ ПРИ ЗВЕДЕННІ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ РЕЗЕРВУАРНИХ ПАРКІВ

У цьому розділі висвітлено проблеми виникнення та розвитку аварій під час спорудження й експлуатації об'єктів зберігання нафти і нафтопродуктів. На базі зібраної та опрацьованої інформації представлена класифікація аварій залежно від різних факторів. Збір інформації щодо аварій проводився з різноманітних джерел: інтернет-ресурсів; літературних джерел; наукових праць; повідомлень всесвітніх журналістських служб тощо. Результатами дослідження слугує створена класифікація аварій за ймовірністю їх виникнення, яку надалі є сенс використовувати при проектуванні резервуарів нафти та нафтопродуктів для можливості передбачення аварій різного типу.

За сучасних умов проблема аварій інженерних споруд і мереж стає все більш актуальною. Збільшення споживання нафтогазової продукції, прискорення темпів видобутку сировини, розвиток промисловості, розширення географії об'єктів транспортування вуглеводнів об'єктивно призвела до спорудження значної кількості великогабаритних вертикальних сталевих резервуарів по всьому світу.

Незважаючи на величезну кількість резервуарів різних об'ємів, які експлуатуються в різних умовах, комплексної інформації про їх аварії відносно небагато. Основна причина – небажання приватних компаній давати негативну інформацію про справи своїх підприємств.

Аварії резервуарів вертикальних сталевих (РВС), як правило, супроводжуються розливом величезних мас рідини та викликаних цим пожеж, що призводить до техногенних катастроф, порушень нормальної експлуатації, а також до значного забруднення навколишнього середовища.

Основні причини аварій резервуарів наведено на рис. 1.1. З аналізу основних причин аварій резервуарів можливо виділити домінуючі аспекти та класифікувати їх, як це зображено на рис. 1.2.



Рис. 1.1 – Основні причини аварій резервуарів

Виходячи з цього, можна зробити висновок, що дана тематика потребує більшої уваги до подальшого дослідження та систематизації, за допомогою чого можна буде передбачити аварію, вжити необхідних заходів, а з тим і виключити її можливість.



Рис. 1.2 – Домінуючі аспекти основних причин аварій резервуарів

Резервуари для зберігання нафти та нафтопродуктів відносяться до об'єктів з підвищеною небезпекою, що ускладнюється роботою їх конструктивних елементів за умов складного напружено-деформованого стану (НДС), який обумовлений одночасною дією гідростатичного тиску продукції, яка в них зберігається, значного перепаду температури, вітровим і сніговим навантаженням, нерівномірними осіданнями основи, сейсмічними та іншими природними впливами тощо. Задля безпечної експлуатації РВС необхідно заздалегідь передбачати можливі аварійні ситуації з подальшою розробкою заходів з унеможливлення їх виникнення [1 – 4].

Тому загальною метою досліджень є систематизація аварій об'єктів зберігання нафти та нафтопродуктів за аспектами, які наведені на рис. 1.2, а також розроблення рекомендацій щодо мінімізації аварійних ситуацій при зведенні та експлуатації РВС.

1.1 Аналіз технологічних аспектів виникнення аварій резервуарів і резервуарних парків

Технологічні процеси, які відбуваються при експлуатації резервуарів для нафти та нафтопродуктів (наповнення, спорожнення чи зачистка їх внутрішнього об'єму) – це відповідальний комплекс заходів, який потенційно несе небезпеку виникнення аварійної ситуації. Недотримання вимог спеціальних правил, зазначених у технологічній карті експлуатації резервуару, чи нехтування правилами техніки безпеки може призвести до катастрофічних наслідків.

Так при тепловому впливові на технологічні апарати, обладнання та резервуари незалежно від виду продукції, яка зберігається чи транспортується, відбувається збільшення парціального тиску парів у газоповітряній суміші, причому, чим вища температура теплового впливу, тим вище тиск збиткових парів. Особливо цей ефект небезпечний для продуктів, які знаходяться всередині ємності та легко випаровуються.

При відсутності дихальної чи запобіжної арматури тиск може зрости вище критичного, викликавши загрозу руйнування ємності. На практиці при нормальній експлуатації відбувається викид або витік в атмосферу газової фракції через дихальні чи аварійні пристрої. Такі викиди газової фракції призводять до загазованості та підвищення пожежної небезпеки оточуючого середовища, а також до великих втрат нафтопродуктів.

Загалом існує декілька небезпечних факторів технологічного характеру, які потенційно можуть призвести до аварії резервуару, в т. ч. і до такої, що може супроводжуватися пожежею [5]. Класифікація таких факторів наведена у табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Класифікація аварійних факторів, викликаних технологічними особливостями експлуатації резервуарів

№ п/п	Основні причини виникнення аварій (аварійні фактори)
1	Пожежі від самозагорання пірофорів , які характеризуються здатністю твердого матеріалу в подрібненому стані до самозагорання на повітрі при відсутності підігріву. Небезпечні пірофорні властивості матеріалів, як правило, пов'язані з екзотермічним окисленням речовин на повітрі. Особливо це актуально для резервуарів з нафтою, продукція яких має високий вміст сірки
2	Пожежі через загазованість: а) при закачуванні в резервуари нафти, яка недостатньо відсепарована від газу; б) при перекачуванні із резервуарів нафти, яка має високу пружність парів; в) при заповненні резервуарів нафтопродуктами
3	Пожежі при очистці та ремонті резервуарів: а) пожежі при очищенні резервуарів перед їх доглядом і ремонтом; б) пожежі при проведенні ремонтних, в т. ч. вогневих, робіт на попередньо очищених резервуарах; в) пожежі при ремонті та обслуговуванні резервуарів без їх попереднього очищення
4	Аварії унаслідок перевищення допустимого об'єму заповнення резервуару, швидкості заповнення та спорожнення. Обмеження швидкостей заповнення спрямовано на зменшення утворення зарядів статичної електрики. Найбільш інтенсивна електризація відбувається при взаємодії струменю нафти або нафтопродукту з повітрям. Тому при заповненні резервуарів типу РВС після закінчення будівництва чи ремонту швидкість руху продукту в приймально-роздатковому патрубку не повинна перевищувати 1 м/с до повного затоплення струменю. Зважаючи на це, процес заповнення резервуару з плаваючим дахом (понтон) умовно поділяється на два періоди:

Продовження таблиці 1.1

	а) від початку заповнення до спливання понтону, коли швидкість нафти в приймально-роздатковому патрубку не повинна перевищувати 1 м/с; б) від моменту їх спливання до нормативного верхнього рівня, коли швидкість підйому понтона (плаваючого даху) не повинна перевищувати 2,5 – 6 м/год, в залежності від типу резервуару та виду продукції
5	Випадки змінання корпусу резервуару, які можуть відбуватися внаслідок перевищення швидкості його випорожнення. Внаслідок впливу атмосферного тиску при перевищенні сумарної пропускної здатності вентиляційних патрубків, існує можливість пошкодження корпусу резервуару чи плаваючого даху (понтону), що обумовлено утворенням вакууму над продукцією, яка зливається
6	Самочинне перемішування в результаті теплового розшарування рідини, яке у вертикальних резервуарах призводить до вібрації усєї конструкції
7	Випадки пошкодження (розрив і змінання) корпусу резервуару внаслідок неправильного підбору дихальних клапанів або некваліфікованого їх обслуговування. При закачуванні в резервуар конденсату або підігрітої нафти, в процесі її підготовки об'єм парів, які виділяються в резервуарі, в 4 – 6 разів перевищує об'єм рідини, яка подається, що може потенційно призвести до аварії. У холодний період року водяні пари в парогазоповітряній суміші, проходячи через дихальну арматуру, конденсуються у вигляді інію на пластинках вогневих запобіжників, таким чином забиваючи їх прохідний переріз. Відповідно можливо спостерігати випадки руйнування резервуарів через примерзання тарілок дихальних клапанів до своїх сідел та утворення всередині них надлишкового тиску чи вакууму
8	Порушення міцності (вибухи та пожежі) при виникненні розрядів атмосферної електрики й при розрядах статичної електрики можуть відбуватися при очищенні та ремонті резервуарів. Великі втрати тепла із резервуарів до оточуючого середовища не дозволяють шляхом пропарювання видалити всі залишки вуглеводнів. Відповідно в резервуарах з нафтою або конденсатом початкова концентрація парів та газів може перевищувати верхню межу вибуховості. Якщо в цей момент виникнуть іскри, це призведе до вибуху. Слід пам'ятати, що за допомогою вентиляції можливо видалити тільки легкі фракції нафти та конденсату, залишаючи всередині залишки важкої фракції, які можуть підпасти під розклад та випаровування.

Згідно [6] при експлуатації РВС можуть виникати небезпечні види аварійних ситуацій, представлені на рис. 1.3.

Пожежі та вибухи всередині резервуарів зазвичай супроводжуються його повним або частковим руйнуванням. Аналіз інформації щодо аварій резервуарів показав, що найбільш небезпечним фактором є гідродинамічне витікання палаючої рідини (нафтопродукту), яка зберігалася в резервуарі. Характер протікання та взаємодії хвилі підриву з захисною стінкою чи обвалуванням такої, що палаюча рідина може їх зруйнувати або промити.

З аналізу загальної чисельності випадків руйнування резервуарів [7], 55,4% аварій призвели до розтікання нафтопродукту за межі території нафтосховища, що мало катастрофічні наслідки з великими матеріальними втратами та людськими жертвами. В інших випадках розлив рідини обмежувався резервуарним парком. Орієнтовний статистичний розподіл причин пожеж і підпалів у резервуарних парках за даними [7, 8] подано на

рис. 1.4. На діаграмі до інших випадків переважно віднесено причини, зумовлені порушенням технологічного режиму (табл. 1.1).

- 1 Викид небезпечних речовин в оточуюче виробниче середовище без їх підпалу
- 2 Пожежа розлитої горючої рідини
- 3 Вибух паливо-повітряної суміші на відкритому просторі
- 4 Вибух паливо-повітряної суміші в закритому просторі
- 5 Відкрита пожежа палива всередині резервуару

Рис. 1.3 – Види аварійних ситуацій, які можуть виникати при експлуатації РВС



Рис. 1.4 – Статистичні дані про причини пожеж і підпалів у резервуарних парках [7, 8]

При пожежах і вибухах, які відбуваються в разі аварії РВС, слід визначати зону враження відкритим вогнем і тепловим випромінюванням. Розмір зони враження відкритим вогнем визначається площею, де можлива його поява. В межах прямого впливу вогню люди отримують смертельні пошкодження, а горючі матеріали випромінюються. При горінні проливу речовини його площа визначається разом із розмірами язиків вогню, які витягнуті за вітром. Приймається, що поверхня проливу в будь-який

момент часу являє собою плоске коло постійної величини, що розтікається під дією сили тяжіння, поки не досягне обмежуючого обвалування [7].

Факторами ураження дифузійного горіння нафти при відкритій пожежі в резервуарі є наявність полум'я над резервуаром (рис. 1.5, а), небезпечні наслідки якого можуть проявитися навіть у випадку нормальної роботи протипожежного обладнання через, так званий, ефект «Boilover» – закипання води на дні резервуару, яку заливали при гасінні. Подібний ефект може призвести до викиду палаючої речовини.

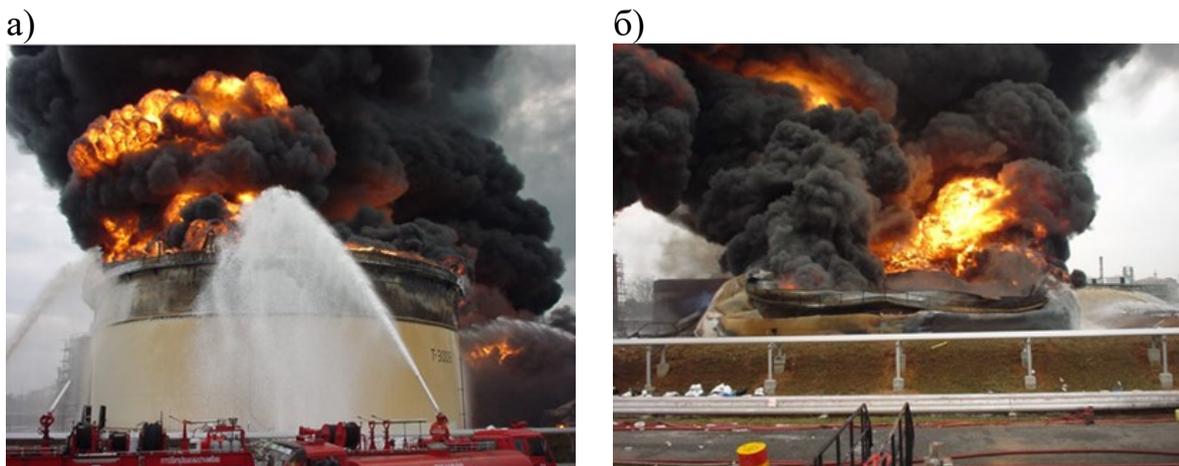


Рис. 1.5 – Розвиток пожежі на резервуарі з нафтопродуктами:
а – полум'я над дахом резервуару при відкритому горінні нафтопродуктів;
б – зруйнований через втрату несучої здатності стінок резервуар, на якому продовжується горіння нафтопродуктів

З іншого боку, при відмові пожежної системи, полум'я є головним чинником подальшого розвитку аварії, що призведе до втрати несучої здатності стінок резервуару, деформацій його конструкції та викиду всього об'єму небезпечної палаючої речовини (рис. 1.5, б).

Під зоною ураження тепловим випромінюванням при пожежах приймається зона вздовж границі пожежі глибиною, що дорівнює відстані, де буде спостерігатися тепловий потік із заданою величиною. Характер її впливу на оточуючі споруди в цій зоні визначається наявністю займистих речовин та величиною теплового потоку.

При аварійних проливах нафтопродуктів для розрахунку площини забруднення згідно з [7] приймають наступні допущення:

а) у випадку проливу всередині обвалування та збереження цілісності огорожування, площа проливу дорівнює площі вільного простору всередині обвалування резервуарного парку;

б) у випадку проливу всередині майданчика пляма розтікається до того часу, доки не досягне постійної величини або не займе всю вільну площину майданчика резервуарного парку;

в) при проливі на необмежену поверхню площа проливу рідини визначається за формулою

$$F_{\text{пр}} = f_p \cdot V_{\text{ж}}, \quad (1.1)$$

де f_p – коефіцієнт розлиття (m^{-1}), при відсутності даних його приймають: $5 m^{-1}$ при проливі на несплановану ґрунтову поверхню; $20 m^{-1}$ при проливі на сплановане ґрунтове покриття; $150 m^{-1}$ при проливі на бетонне чи асфальтове покриття; $V_{ж}$ – об'єм рідини, яка потрапляє в оточуюче середовище при розгерметизації резервуару (m^3).

Характерним прикладом аварії з вищевикладених причин є масштабна техногенна катастрофа (рис. 1.6), яка сталася на нафтобазі «Банселфілд» на півночі Лондона, що належала компаніям «TOTAL UK Limited» (60%) і «Техасо» (40%).



Рис. 1.6 – Дим від пожежі на нафтобазі «Банселфілд» (фото з літака)

Завдяки фундаментальному аналізу наслідків техногенної катастрофи британською комісією з розслідуванням надзвичайних ситуацій (Major Incident Investigation Board) [9, 10] можливо досконально оцінити перебіг аварії, встановити її причини та наслідки, а також отримати цінні матеріали для розробки норм і рекомендацій, які б унеможливили повторення подібної катастрофи у майбутньому.

Пожежа почалася о 6 годині ранку, через технологічну аварію, яка виникла на резервуарі 912 (рис. 1.7). Це призвело до розливу нафтопродуктів по майданчику резервуарного парку, підпалу сусідніх резервуарів і подальших вибухів та пожеж, які охопили більш, ніж 20 сусідніх резервуарів. На момент катастрофи (11 грудня 2005 р.) у резервуарах нафтобазы зберігалася понад 270 тис. m^3 палива.

Резервуар 912 було напередодні аварії заповнено неетиленовим бензином. Його було обладнано автоматичною системою заміру рівня рідини. Після 24:00 система контролю перестала реєструвати збільшення рівня палива в резервуарі, але його продовжували наповнювати.

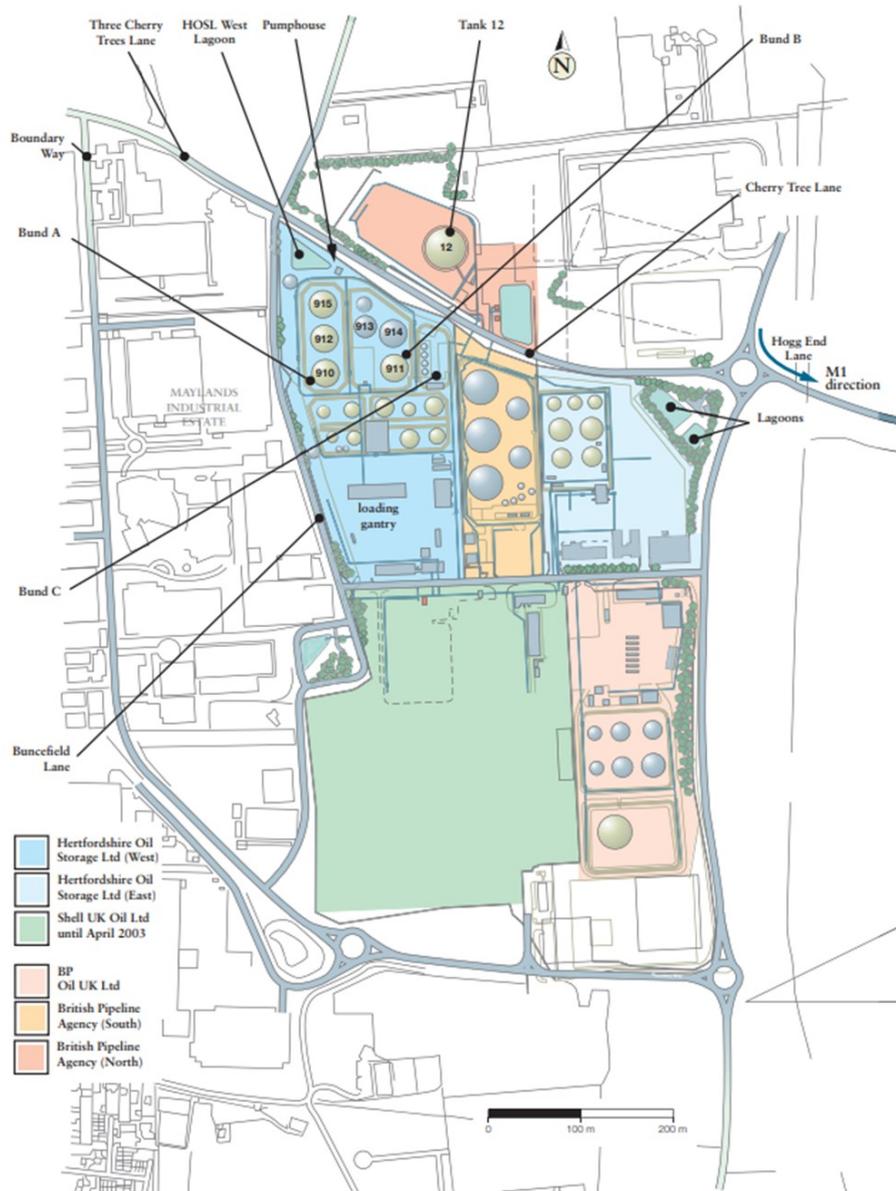


Рис. 1.7 – Генеральний план резервуарного парку нафтобази «Банселфілд» компаній «TOTAL UK Limited» та «Техасо»

Також резервуар був оснащений системою контролю більш високого рівня, яка повинна була фіксувати критичний рівень рідини й автоматично перекрити клапани в усіх підвідних трубопроводах. Однак і ця система не спрацювала, через що бензин почав переливатися із вентиляційних отворів покрівлі резервуару, накопичуючись всередині обвалування.

Через досить невеликий час над резервуаром з'явилася хмара білого пару, утвореного сумішшю вуглеводнів, кристалів льоду та повітря. Хмара поступово поширилась над резервуарним парком, накриваючи сусідні резервуари (серед яких особливо небезпечний резервуар 12 з авіаційним бензином) і розташовану поблизу автомобільну стоянку. Як хмару пари помітили, було включено пожежний насос (рис. 1.8). Майже миттєво після цього відбувся вибух парової хмари, підрив якої скоріш за все, стався через іскри, які утворилася при запуску насоса. До моменту підриву, через дах резервуару 912 вже перелилося понад 250 тон бензину.



Рис. 1.8 – Загальний вигляд резервуарного парку нафтобази «Банселфілд» після пожежі (стрілками показано резервуари 912 та 12, з яких почалася пожежа)

Пожежа й вибух на резервуарі 12 з авіаційними бензином зробили пожежу катастрофічною. Обвалування, яке на початку аварії ще зберігало здатність утримувати витоки з резервуарів, унаслідок вибухів і пожеж отримало значні пошкодження (рис. 1.9), в результаті чого палаючі нафтопродукти та речовини, якими гасили пожежу, широко розтеклися по території резервуарного парку та за його межі, наносячи ще більшу шкоду його спорудам і навколишньому середовищу.



**Рис. 1.9 – Пошкодження обвалування резервуарів:
а – руйнування залізобетонних плит; б – руйнування герметики у швах**

В Україні прикладом подібної аварії є масштабна пожежа, яка сталася на нафтобазі мережі «БРСМ-Нафта» у Васильківському районі Київської області (8 червня 2015 р., рис. 1.10), де на момент аварії знаходилося до 14 тисяч тон нафтопродуктів.



Рис 1.10 – Загальний вигляд пожежі резервуарного парку мережі «БРСМ-Нафта»

На жаль, на відміну від випадку, що стався у Великій Британії, в Україні так і не було здійснено та оприлюднено подібного фундаментального розслідування техногенної катастрофи. Загалом сам перебіг і наслідки катастрофи, матеріали та висновки розслідування доступні лише за повідомленнями засобів масової інформації [11 – 19].

Спочатку загорівся резервуар з паливом обсягом 800 м³ (650 тон). Полум'я охопило 4 резервуари. Пожежу почали гасити вночі, вогонь охопив уже 8 резервуарів з паливом. У середині дня розпочалося тимчасове відселення громадян з двохкілометрової зони від межі пожежі. Станом на вечір на нафтобазі продовжували горіти лише три резервуари – один з мастилом, два – з паливом. Решта резервуарів були зруйновані.

До ліквідації пожежі залучали близько 300 рятувальників і 45 одиниць техніки. До кінця 9 червня загоряння вдалося локалізувати. 10 червня о 5:30 на нафтобазі стався черговий вибух. Пізніше рятувальники пояснили, що це лише тріснула обшивка однієї з цистерн. Протягом дня 10 червня нафтопродукти продовжували вигорати. Увечері стався ще один вибух. Пожежники провели чотири пінних атаки. Вранці 11 червня знову стався вибух, в результаті якого вибухнули дві ємності по 800 м³. На 12 червня пожежа поступово згасала, догорав один великий резервуар, однак 13 червня знову зайнявся ще один резервуар, який до ранку 14-го червня вигорів (рис. 1.11).



Рис 1.11 – Руйнування резервуару внаслідок пожежі на нафтобазі мережі «БРСМ-Нафта»

Останні ознаки горіння (фітілювання) резервуарів зникли увечері 16 червня. Офіційно датою закінчення пожежі вважається 20 червня [20].

За результатами розслідування аварії керівництвом МВС України [21] сформулювало чотири ключових версії виникнення пожежі:

1. Порушення правил безпеки на вибухонебезпечному підприємстві при експлуатації обладнання для перекачування й змішування паливно-мастильних матеріалів, проведення зварювальних робіт чи поводження з вогнем.

2. Недотримання обслуговуючим персоналом технологічного процесу, невідповідність вимогам технічного стану устаткування нафтобази.

3. Умисний підпал з метою дискредитації групи компаній «БРСМ» і примус її власників до передачі активів компанії конкурентам.

4. Підпал з метою приховування розтрати керівництвом компанії «БРСМ» паливно-мастильних матеріалів і отримання страхової компенсації.

Також відповідно до заяви керівництва Державної служби України з надзвичайних ситуацій причиною пожежі стало недотримання норм будівництва вибухонебезпечного об'єкта, а саме недотримання нормативної відстані між резервуарами та відсутність обвалування [22].

Таким чином, можливо зробити узагальнення, що при аваріях на резервуарах і резервуарних парках, які викликані технологічними аспектами, можливі ситуації, які проілюстровано на рис. 1.3.

1.2 Аналіз конструктивних аспектів виникнення аварії резервуарів

Крім аварій, пов'язаних з технологічними аспектами експлуатації, значну роль мають чинники, що пов'язані з конструктивними особливостями при проектуванні, зведенні та технічній експлуатації резервуарів. При довготривалій експлуатації технологічного обладнання неминуче виникають пошкодження чи порушення працездатності його елементів навіть при відсутності дефектів виготовлення та дотримання правил експлуатації, що обумовлено особливостями нафтопереробних виробництв: високою корозійною активністю технологічного середовища; високими температурами; значним тиском; швидкістю технологічних потоків продукції; наявністю перемінних температурних деформацій і складного напруженого стану металу обладнання резервуарів.

Порушення герметичності РВС у більшості випадків викликано сукупністю різних несприятливих впливів на їх конструкцію. Дефекти можуть утворюватися при виготовленні та монтажі (монтажні дефекти) і в процесі експлуатації (технологічні дефекти) на основному металі оболонки чи в зварних швах, технологічному обладнанні або в елементах конструкції резервуару. В процесі експлуатації дефекти, які виникають через помилки проектування, зміни умов експлуатації, зовнішніх навантажень і впливів, характеристик міцності елементів конструкції резервуару після довготривалої експлуатації або зміни товщини його конструктивних елементів [23] призводять до аварійних ситуацій. Схема типових пошкоджень і дефектів резервуару наведена на рис. 1.12.

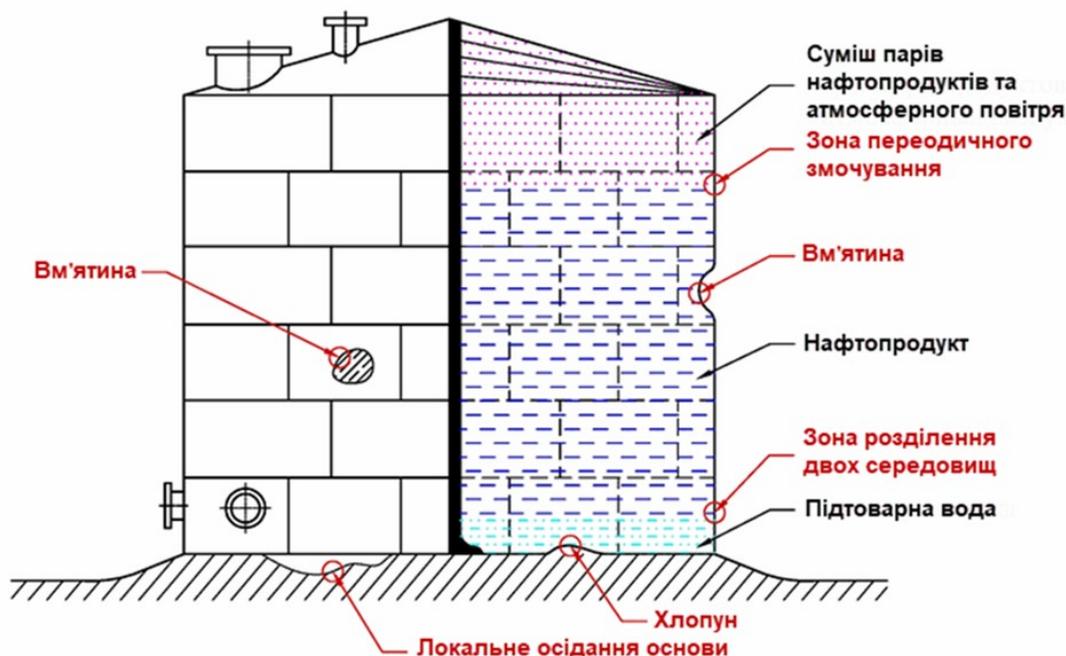


Рис. 1.12 – Схема типових пошкоджень і дефектів конструктивних елементів РВС

Співвідношення найбільш небезпечних дефектів і пошкоджень за [23] наведено на рис. 1.13. Як видно з нього, найбільш розповсюдженими

причинами аварійних випадків при експлуатації резервуарів є корозія матеріалу, яка складає до 30 % основних дефектів й дефекти зварних швів, які розглянемо детальніше.

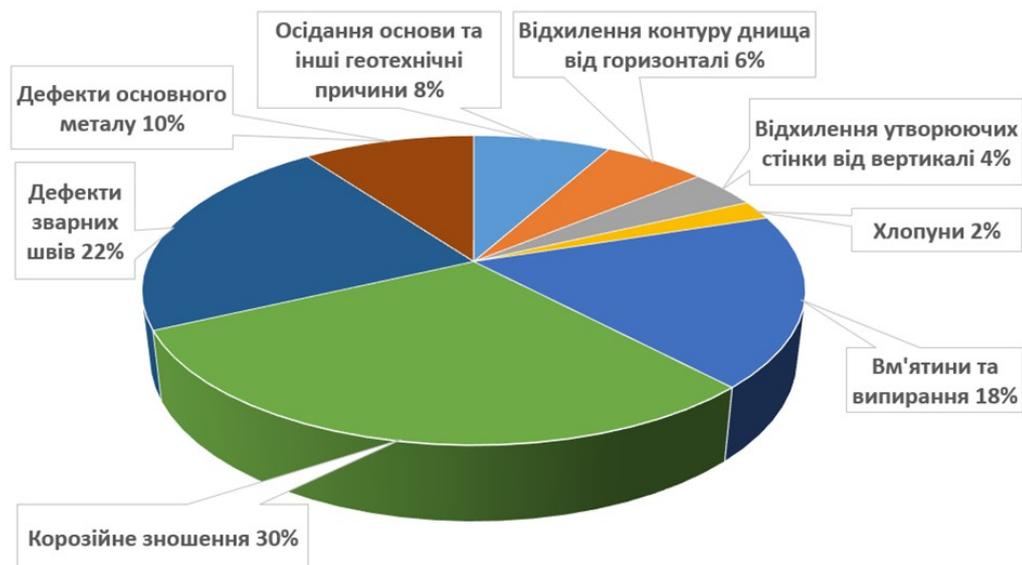


Рис. 1.13 – Співвідношення найбільш небезпечних дефектів та пошкоджень резервуарів, за даними [23]

Вм'ятини та випирання є найбільш розповсюдженими дефектами, які виникають при монтажі та експлуатації резервуарів і призводять до додаткових напружень. Такого роду дефекти мають широку варіацію геометрії, розмірів та місць розташування, що обумовлено різноманітними причинами їх виникнення, до яких слід віднести: 1) порушення технології збирання та зварювання окремих елементів стінки при монтажі й ремонті металевих конструкцій; 2) нерівномірне осідання основи резервуару в процесі його експлуатації.

Конструкції резервуарів у процесі експлуатації також підпадають під різноманітні силові впливи: додаткове навантаження снігового покриву; тиск продукту; надлишковий тиск у газовому просторі резервуару; температурний вплив тощо. Наявність цих факторів призводить до деформування стінок унаслідок нерівномірного навантаження, особливо за умов деформації основи. Геометричні відхилення стінки резервуару від проектної форми відбуваються в результаті осідання основи, великих значень вітрового навантаження або через порушення режимів експлуатації.

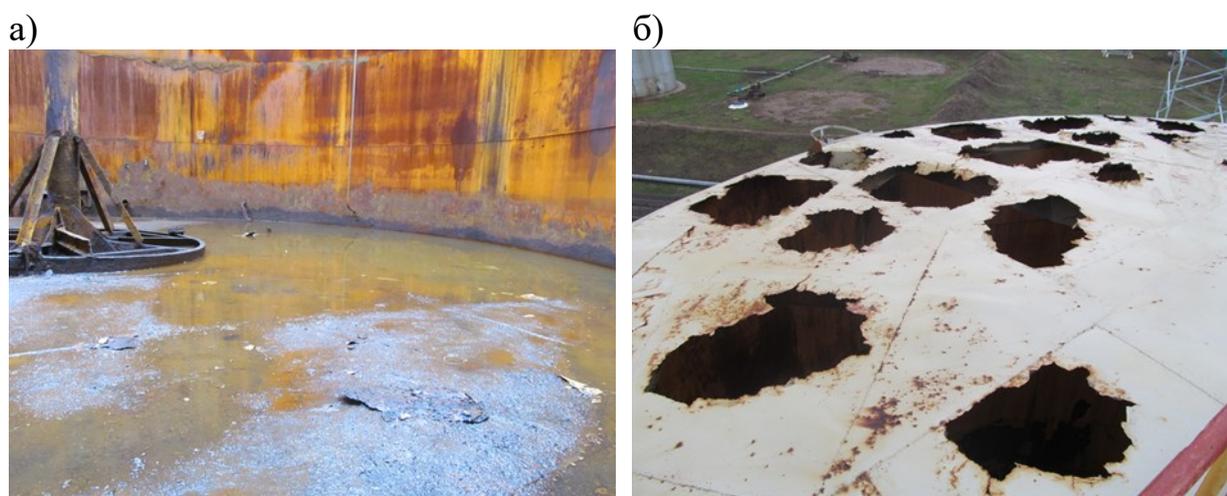
За даними обстеження технічного стану резервуарів виявлено, що досить багато резервуарів мають на днищі хлопуни, розміри яких значно перевищують граничні нормативні значення. Під дією гідростатичного тиску такий хлопун залежно від своєї жорсткості може або залишитися незмінним, або прогнутися в дотик до основи, або вихлюпнути на зразок мембрани, що призводить до виникнення в днищі резервуарів додаткових напружень. Перескоки хлопунів при численному циклі завантаження – розвантаження може призвести до утворення втомної тріщини, а при деяких умовах до руйнування всього резервуару.

Згідно з наведеною статистикою осідання основи та інші геотехнічні фактори формально становлять лише 8 % причин аварій резервуарів, однак вони, як було зазначено вище, безпосередньо впливають на утворення та розвиток значної частини інших небезпечних дефектів та пошкоджень. Зважаючи на це, геотехнічні аспекти аварій резервуарів будуть більш детально розглянуті в п. 1.3.

1.2.1 Аварії резервуарів, викликані корозійним зношенням матеріалу оболонки

Корозійне зношення – це найбільш розповсюджена причина руйнування резервуарів, яка залежить від того, з якою рідиною контактує метал із внутрішнього боку оболонки. Найбільш схильна до корозії внутрішня оболонка РВС, що заходяться в постійному контакті з нафтою, підтоварною водою та газовим фактором.

При цьому за даними [23] основна частина корозійного зношення припадає на нижню частину корпусу та днище (рис. 1.14, а) й верхню частину корпусу та покрівлю (рис. 1.14, б).



**Рис. 1.14 – Корозійні ушкодження конструктивних елементів резервуару:
а – листів нижнього поясу; б – листів покрівлі**

У нижній частині корпусу корозійне зношення відбувається під впливом підтоварної води, яка осідає з нафтопродуктів, унаслідок чого є дуже насиченою хімічно активними елементами. Також корозійному зношенню сприяють наявність полів статичної електрики, ґрунтових вод і біологічна активність мікроорганізмів [24]. Згідно з [25] максимальна концентрація корозійних дефектів спостерігається в зоні уторного шву, які поступово зменшуються за висотою нижнього поясу і вже на рівні 20 см від днища резервуару майже не спостерігаються. Верхня частина корпусу знаходиться під дією газового середовища, в якому присутні елементи, котрі сприяють активному корозійному зношенню.

Досвід експлуатації сталевих товарних і технологічних резервуарів показує, що їх внутрішня поверхня, як правило, знаходиться під дією

рівномірної та виразкової корозії. Швидкість рівномірної корозії складає приблизно 0,04 – 1,1 мм/рік. При цьому найбільш небезпечними є наскрізні ураження, що призводять до витоку продукції (рис. 1.15).

Швидкість виразкової корозії перевищує рівномірну в 3 – 6 рази та досягає 3 – 8 мм/рік. Такі швидкості корозії об'єктивно скорочують міжремонтний термін експлуатації РВС. На жаль, іноді рішення з антикорозійного захисту приймаються спонтанно, базуючись на наявності на власних складах чи у підрядних організацій запасів фарби. Зважаючи на це, при проектуванні нафтових резервуарів звичайно береться припуск на корозію 2 – 3 мм, однак це не забезпечує надійний довготривалий захист. При цьому слід пам'ятати, що збільшення товщини листів стінки, навіть на 1 мм суттєво підіймає загальну вартість конструкції.

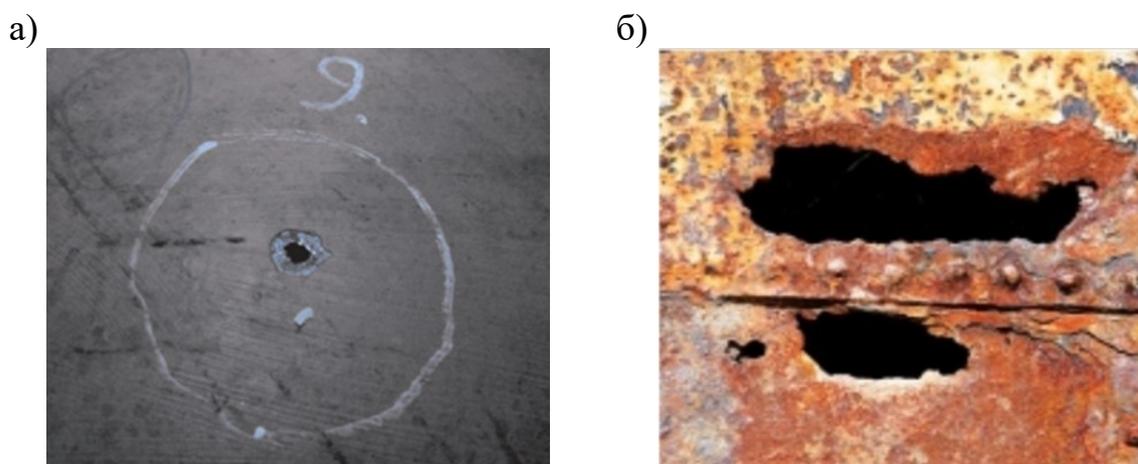


Рис. 1.15 – Типові наскрізні ушкодження резервуару: а – днища; б – стінки

Небезпека корозійного зношення посилюється й тим фактором, що продукти корозії потрапляють у нафтопродукти, і це призводить до їх забруднення та втрати якості. Основним засобом підвищення строку служби нафтопромислового обладнання є використання вискоелективних ізолюючих захисних покриттів, які повинні мати: 1) високу атмосферну стійкість і вологостійкість; 2) стійкість до агресивного середовища; 3) безпористість; 4) високу адгезію до металу; 5) високу механічну міцність на згин та удар; 6) довготривалий термін експлуатації.

Цим вимогам відповідають матеріали, виготовлені на поліуретановій основі, які мають: 1) хорошу адгезію до металевих і неметалевих поверхонь; 2) високу стійкість до стирання; 3) твердість й еластичність; 4) стійкість до впливів мастила та розчинників; 5) хорошу водостійкість у прісних і морських водах; 6) газонепроникність та високі діелектричні властивості; 7) високу стійкість до атмосферних впливів; 8) високі декоративні якості.

Днище резервуару за площею його контакту з ґрунтом можливо захищати від корозійного зношення, виконуючи гідроізоляційний шар з піщаного ґрунту, просоченого нафтовими в'язучими добавками чи влаштовуючи його з рулонних матеріалів на бітумній мастиці [26].

1.2.2 Аварії в результаті виникнення тріщин, мікротріщин та інших дефектів у конструктивних елементах резервуарів і зварних швах

Як вже зазначено, другою за розповсюдженням причиною аварій РВС є виникнення та розвиток тріщин, мікротріщин й інших дефектів у зварних швах їх конструктивних елементів. Також значний відсоток аварій пов'язаний з дефектами матеріалу конструктивних елементів резервуару. Крім безпосередньо тріщин (рис. 1.16, а) та мікротріщин (рис. 1.16, б) можливі й інші види дефектів зварного з'єднання: пори, свищі, поверхневі пори, усадочні раковини, наявність твердих і шлакових включень, наплавлення, непроварювання, підріз, наплив, пропалювання [27].

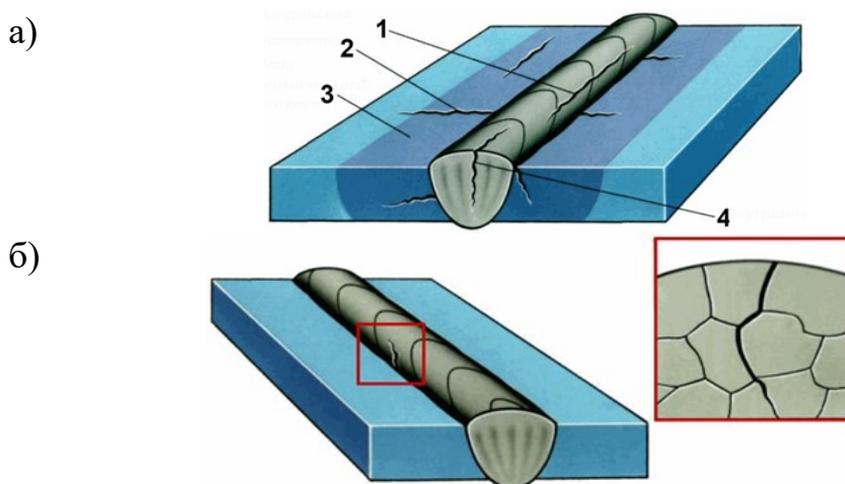


Рис. 1.16 – Основні типи тріщин у зварному з'єднанні: а – тріщини; б – мікротріщина; 1 – поздовжня тріщина, 2 – поперечна тріщина, 3 – зона термічного впливу, 4 – внутрішня тріщина

Найбільш небезпечним є миттєве руйнування резервуарів, що підтверджується численними прикладами зі світової практики їх експлуатації. Одним з перших випадків миттєвого руйнування є аварія зварного резервуару об'ємом 4685 м³, наповненого мазутом, яка сталася на Чагинській нафтобазі 17 грудня 1938 р. [28].

За декілька днів до аварії температура повітря досягла -23° ... -24°С, а швидкість вітру доходила до 6,3 м/с. Причиною раптового руйнування стало миттєве розповсюдження тріщини по всій висоті стінки, починаючи від місця локального дефекту, з одночасним відривом стінки від днища та покрівлі. Продукт, який розлився, змив все, що потрапило йому на шляху, реактивна сила розкрила та відкинула стінку назад, днище зсунулося з центральної осі резервуару, а дах упав усередину.

Проведені після аварії лабораторні дослідження зразків металу та зварних швів, показали їх відповідність нормативним вимогам. Однак при огляді було виявлено декілька тріщин, розташованих у нижній частині першого поясу стінки, які існували скоріш за все ще до аварії. На базі цього зроблено висновок, що причиною аварії стало руйнування металу в

зоні зварних з'єднань, яке було спровоковане наявністю концентрованих напружень при низькій температурі оточуючого середовища.

Раптове руйнування внаслідок миттєвого розвитку тріщин можливе і за відсутності низьких температур оточуючого середовища, прикладом чого служить аварія, що сталася у грудні 1970 р. на комбінаті з виготовлення тканин з льону в м. Пучеж (Російська Федерація) [28].

Резервуар об'ємом 2000 м³ зводився полистовим методом і після гідравлічних випробувань був повністю заповнений мазутом. За метеоданими мінімальна температура оточуючого середовища напередодні та безпосередньо під час аварії була близька до 0°C і не опускалася нижче. Руйнування почалося в уторному шві, де мав місце непередбачений проектом монтажний отвір.

Розвиток тріщини відбувся по вертикальному монтажному зварному шву першого поясу, далі тріщина перейшла на основний метал другого поясу та розповсюдилася через матеріал інших поясів до самої покрівлі, що викликало миттєве руйнування резервуару.

Реактивною силою частково розвернуло стінку резервуару, яка повністю не була відірвана від його даху та разом з ним відкинуло її на обвалування.

За висновками експертизи глибоке непроварювання (до 40% товщини поясу) викликало високу концентрацію напружень у зварному шві, що сприяло розповсюдженню тріщини по його довжині. Критичний розрив утворився після того, як крихка тріщина розповсюдилася по вертикальному шву монтажного отвору, на деякий час зупинилася перед другим поясом, після чого продовжила свій шлях вздовж погано провареного горизонтального шва.

Після цього під дією гідростатичного тиску та вакууму тріщина розповсюдилася по основному матеріалу за всією висотою стінки (рис. 1.17).



Рис. 1.17 – Траєкторія тріщини в стінці резервуару об'ємом 2000 м³ в м. Пучеж (Російська Федерація) [28]: I – IX – номери поясів (у дужках товщина листів в мм)

Характерні приклади руйнувань РВС, у т. ч. і за умов низьких температур, й аналіз причин їх виникнення представлено в роботі

Я.М. Андреева [29]. Так в лютому 2009 р. відбувся розлив нафтопродуктів з резервуару РВС-2000 №25 Нижньо-Бестяхської нафтобази ВАТ НК «Туймаада-нефть». За результатами технічного діагностування виявлені недопустимі дефекти у вигляді трьох тріщин у днищі РВС, дві з яких мали вихід на стінку резервуару. В результаті розвитку існуючого дефекту у вигляді кратеру з наскрізним пропалюванням металу при виконанні стикового з'єднання по типу «Ластівчин хвіст» у зоні уторного з'єднання почала розповсюдження «Тріщина №1» (рис. 1.18). Утворення та розвиток «Тріщини №2» і «Тріщини №3» в основному були подібними до утворення та розвитку «Тріщини №1».

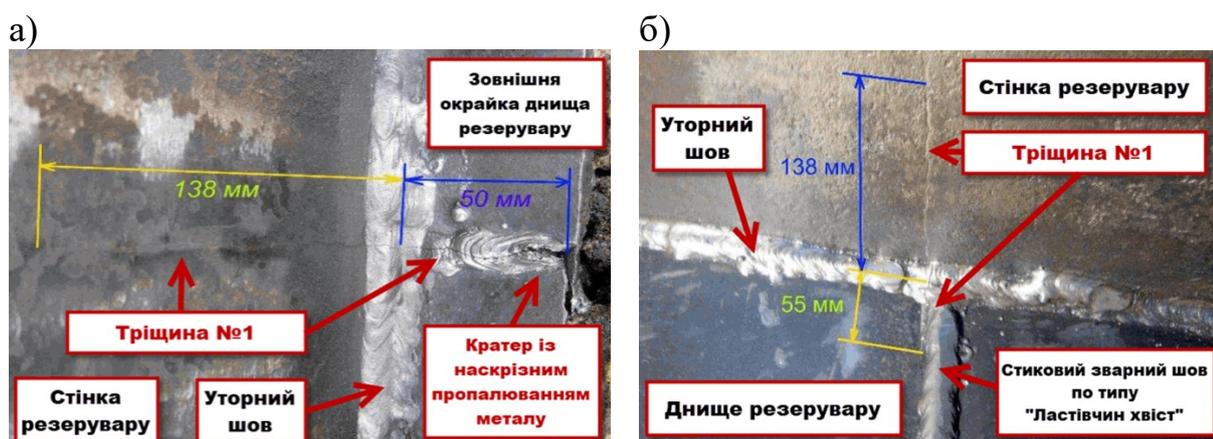


Рис. 1.18 – «Тріщина №1» в зоні уторного вузла резервуару № 25 [29]:
 а – вид із зовнішнього боку резервуару; б – вид із внутрішнього боку резервуару

За технічним розслідуванням пошкоджень цього РВС встановлено, що наплавлений матеріал зварного шва не відповідав нормативним вимогам за температурою експлуатації. Основна причина аварії резервуару – порушення технології виконання зварювальних робіт, а саме наявність недопустимих дефектів у вигляді пропалювання та непроварювання.

У січні 2010 р. в тому ж резервуарному парку сталося витікання горючої рідини з резервуару №28. Експертною комісією була виявлена тріщина в днищі резервуару довжиною 25 мм з максимальним розкриттям 7 мм, яка продовжувалася по стінці резервуару на 60 мм з максимальним розкриттям 4 мм й утворилася внаслідок розвитку дефекту у вигляді виривання основного металу (рис. 1.19).

Цей дефект знаходився під випуском крайки днища, у місці примикання вертикальної стінки до днища, де виникають максимальні напруження в конструктивних елементах РВС. При такому розташуванні дефект практично неможливо виявити існуючими неруйнівними методами контролю. Він утворився через відрив підкладки при зварюванні днища резервуару з окремих листів. Після цього, внаслідок перевищення навантаження в металі прокату днища, по дефекту утворилася відповідна тріщина. Крім цього марка сталі Ст2сп, з якої було виготовлене днище

РВС, не відповідала температурним умовам експлуатації при від'ємних температурах, що сприяло розвитку аварійної ситуації.



Рис. 1.19 – Пошкодження днища резервуару №28 [29]

Численні приклади аварій, пов'язаних з виникненням тріщин, мікротріщин та інших дефектів у конструктивних елементах РВС та в їх зварних швах наведено в роботі [30]. Так у Великій Британії в 1966 р. відбулося кілька руйнувань резервуарів ємністю від 8 до 25 тис. м³, аналіз яких показав, що основною причиною аварій було виникнення крихких тріщин у зварних швах крайок й в уторній зоні, які були викликані нерівномірним деформуванням основи.

У Роттердамі в 1968 р. зруйнувалися три резервуари об'ємом 58 тис. м³. Перед аваріями були помічені невеликі витоки з-під крайок. Терміново було прийнято рішення про злив продукції, яка знаходилася в РВС. Однак це зробити не вдалося через те, що руйнування відбулося досить швидко. Експертизою встановлено механізм руйнування, що являв собою процес розвитку тріщини, який самоприскорювався.

У результаті витoku рідини через днище, ґрунт в цих місцях знизив свою щільність на 40 – 50% і став непридатним для підтримки стовпу рідини всередині резервуару. Це призвело до ще більших наслідків: тріщини розкрилися, збільшилося насичення ґрунту рідиною, – що прискорило процес руйнування. Стан нестабільності під вагою рідини, яка містилася в РВС, викликав осідання крайок днища, а через те, що стінка РВС мала більш велику жорсткість, ніж днище, відбулися значні розриви по довжині (20...25 м) між стінкою та днищем. Останнє призвело до того, що рідина, яка містилася в резервуарі, розлилася по оточуючій акваторії менш, ніж за хвилину.

Було встановлено, що початкова тріщина в крайках і днищі скоріш за все виникла в зоні зварних з'єднань; це підтверджено випробуванням вертикального резервуару, під час якого з'явилися тріщини в зварних швах крайок поблизу стінки. При цьому напруження збільшувалися зі збільшенням рівня наливу води. Швидкість наливу під час випробування була такою, що досягнення граничних пружних і пластичних руйнівних напружень у зварних швах крайок та уторній зоні відбувалося швидше, ніж наповнення РВС водою до половини висоти наливу.

Аналогічні аварії відбулися в Японії у 70-х роках ХХ століття через виникнення тріщин в уторних швах внаслідок неприпустимо великих осідань неоднорідної ґрунтової основи. Резервуар ємністю 80 тис. м³ було введено в експлуатацію в 1971 р. і працював до 1974 р. За цей час він витримав 23 цикли навантаження. Однак його було зруйновано через перенапруження опорного вузла.

У 1974 р. відбулася аварія резервуару ємністю 38 тис. м³ через тріщини в опорному вузлі, внаслідок чого сира нафта вилася в залив Сето. При цьому тріщина довжиною 10 м і шириною 15 см утворилася між стінкою та днищем резервуару.

Тоді ж сталася аварія РВС ємністю 50 тис. м³, який було зведено на піщаній основі, а підстилаючий основу ґрунт підсилено буронабивними палями. Тріщини виникли в окрайках, у зоні найбільших згинальних моментів у місці уторного шву та розвивалися в двох напрямках: паралельно стінці та в радіальному напрямку резервуару.

Розрахунки, проведені на сусідньому аналогічному РВС показали, що робочий тиск в окрайках та в зоні уторного шву знаходився в пластичній області. В свою чергу, розрахунки на малоциклову втому, виконані за методикою американського нафтового інституту, дозволили зробити висновок про те, що при такому НДС резервуар мав змогу витримати не більш, ніж 40 циклів навантаження (в реальності резервуар знаходився в експлуатації 9 місяців і витримав 20 циклів навантаження). При цьому встановлено, що такі напруження в окрайках могли бути досягнені за рахунок: а) гідростатичного тиску; б) температурних градієнтів; в) нерівномірного осідання основи.

Через тріщини, які утворилися в окрайці, мазут, що містився в резервуарі, витікав настільки швидко, що всередині резервуару утворився вакуум, в результаті чого відбулося зминання стінки та даху РВС, а в покрівлі утворився значний розрив.

Також в Японії відбулася аварія резервуару ємністю 32 тис. м³, опорний вузол якого спирався через гідрофобний шар на бетонне кільце. Тріщина довжиною 70 см утворилася в окрайці під дією крайових моментів і згинальних зусиль. Усередині резервуару тріщина пройшла паралельно стінці на відстані 80 мм від неї. Тріщина була виявлена по виходу плям нафти з під резервуару через 1,5 місяця після введення його в експлуатацію.

У січні 1988 р. в штаті Пенсільванія (США) у резервуарному парку відбулося руйнування резервуару ємністю 15 тис. м³. Він був уведений в експлуатацію після ремонту в серпні 1987 р. Руйнування відбулося через великі та нерівномірні деформації ґрунту після заповнення РВС дизельним паливом. При цьому вилася понад 11,5 тис. м³ дизельного палива у річку поблизу резервуару. Причиною аварії стала крихка тріщина розміром 1,35 мм, яка утворилася під впливом збиткового тепла зварки та залишкових зварювальних напружень. Крихкість сталі біля тріщини зросла після зварювання оболонки під час реконструкції резервуару. В день аварії

опівдні температура сталі резервуару досягла 38 °С, що сприяло крихкому руйнуванню. Надалі під впливом ваги продукції тріщина почала збільшуватися, що призвело до руйнування в області з'єднання «днище – стінка». Продукт РВС різко вилився назовні. Поток було зруйновано обвалування і порожній резервуар, якій знаходився на відстані 30 м.

Ще одна показова аварія сталася на нафтопереробному заводі в Великій Британії з резервуаром діаметром 44 м і висотою 16,5 м, в якому зберігалася суміш сирої нафти та нафтових стоків. Суміш періодично відкачували із резервуару з попереднім підігрівом до 80 °С. Руйнування резервуару відбулося в результаті розриву зварних швів між листами днища. При цьому в днищі утворився отвір, а під ним – яма глибиною 1,8 м площею 12 м². Одночасно було пошкоджено трубопроводи підводу тепла та дренажного скиду. Плаваюча покрівля резервуару істотно деформувалася, а нижні листи циліндричної стінки погнулися, а в деяких місцях потріскалися.

У результаті аналізу зроблено висновок, що причиною руйнування РВС стало незначне перенапруження зварних швів у днищі та прилеглої до неї стінки внаслідок систематичного перегрівання нижньої зони резервуару та виникнення нерівномірних деформацій ґрунтової основи. Також встановлено, що в окремих місцях днища були невеликі та неглибокі каверни, які замазувалися фарбою, після чого експлуатація резервуару продовжувалася. При цьому детального аналізу гідродинамічної природи утворення цих каверн не проводилося.

З метою оцінювання небезпеки утворення тріщин у сферичних резервуарах, які використовувалися для зберігання скрапленого газу, фірма «Калтекс Петролеум» (США) провела обстеження 141 РВС. З них у 43 резервуарах були виявлені деякі тріщини глибиною до 12 мм і довжиною до 1000 мм. Однак більшість виявлених тріщин мали довжину до 25 мм і глибину до 3 мм, які знаходилися в зоні сполучення сферичної стінки резервуару з кільцевою системою передачі сумарного навантаження на основу. Крім цього виявлено окремі тріщини глибиною до 12 мм і довжиною до 1000 мм.

Аналіз умов утворення тріщин показав, що в багатьох випадках зародження мікротріщин відбувалося ще на стадії виготовлення сталевих листових заготовок, які використовувалися при спорудженні РВС. Унаслідок перенапруження стінки в нижній зоні та в зоні вуглецевого впливу, викликаного зволоженням сірководнем, який призводить до більш крихкого стану металу, деякі з таких тріщин поширилися і на металі конструктивних елементів резервуару. Руйнування РВС, як правило, починалося в зоні термічного впливу приграничної зони зварного шву. Тріщини утворювалися там, де існували подрізи, незаварені кратери, непроварені стики, концентратори напружень у вигляді тріщин у зварному шві тощо. Утворення та розвиток тріщин у матеріалі резервуару часто пов'язано з деформаціями основи, які стають першопричиною виникнення аварійної ситуації.

Крім цього резервуарні сталі з межею міцності більш 500 МПа в процесі експлуатації можуть підпадати під значний вплив до вуглецевого розтріскування металу в зоні термічного впливу зварних швів. Термообробка, яка виконується після зварювальних робіт, не завжди є дієвою щодо зниження потенційної небезпеки такого розтріскування через те, що її ефективність залежить від хімічного складу сталі та режиму зварювання. З іншого боку, виконання термообробки після зварювальних робіт знижує залишкові напруження, які можуть сприяти крихкому руйнуванню.

1.3. Аналіз геотехнічних аспектів виникнення аварій резервуарів і резервуарних парків

1.3.1. Аварії, пов'язані з нерівномірними осіданнями основи резервуару

Як показує світовий і вітчизняний досвід експлуатації РВС, однією з головних причин аварій є втрата стійкості основи резервуару, її нерівномірні осідання та інші геотехнічні аспекти [31 – 41]. Геотехнічний фактор, як правило, має значний вплив на розвиток і зародження аварійної ситуації, навіть у тих випадках, коли формально причиною аварії вважаються інші чинники. Для України це ускладнюється ще й тим, що географія об'єктів системи збору, підготовки, транспортування та переробки вуглеводнів відноситься до територій із заляганням слабких перезволожених чи просадочних ґрунтів, ґрунтів здатних до набухання, тощо, які при замоканні отримують значні деформації навіть від власної ваги, що ускладнює геотехнічні умови експлуатації резервуарів (більш детально буде розглянуто у розділі 2).

Часто нерівномірне осідання основи резервуару між його центральною частиною та стінкою виникає практично відразу після гідравлічних випробувань, що обумовлене різницею питомого тиску на ґрунт від маси стінки та від гідростатичного навантаження. Тиск під стінкою може коливатися в межах 0,9 – 1,5 МПа, тоді як під центральною частиною днища він зазвичай не перевищує 0,16 – 0,2 МПа. Відомі випадки, коли різниця осідань центральної та периферійної частини днища досягала 0,6 – 0,8 м.

Осідання основ резервуарів виникає від стиснення ґрунту навантаженням від конструкції та обладнання РВС, рідини, що зберігається в ньому, а також зовнішніх впливів (снігові й вітрові навантаження, землетруси. тощо). Типові випадки осідань резервуарів [42] наведені на рис. 1.20. При рівномірному осіданні основи (рис. 1.20, а), як правило, відсутні критичні фактори, які впливають на нормальну експлуатацію РВС, за винятком того, що у вузлах з'єднання технологічних підвідних мереж з резервуаром виникають додаткові напруження, пов'язані з їх переміщенням один відносно одного.

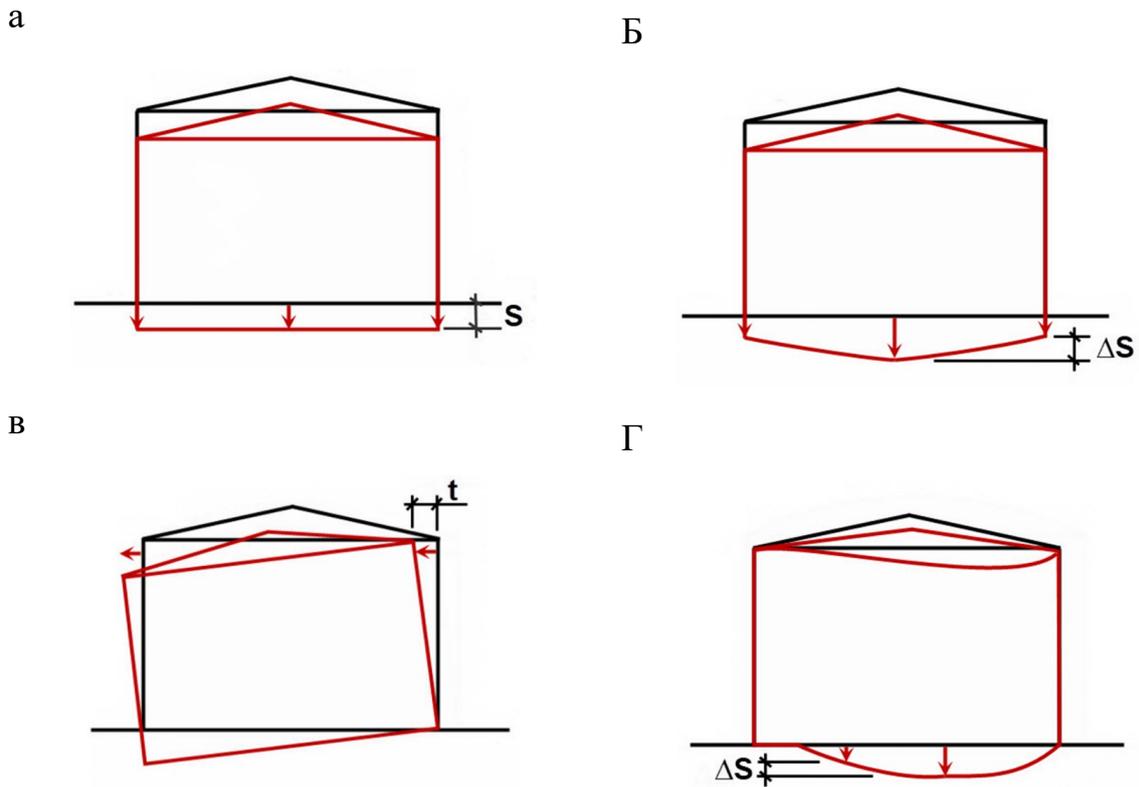


Рис. 1.20 – Схеми осідання резервуарів[42]: а – рівномірне; б – збільшення осідання під центром резервуару; в – крен; г – периферійне (кільцеве) осідання

Нерівномірні осідання днища (рис. 1.20, б) викликають додаткові деформації та відповідні додаткові напруження в конструктивних елементах резервуару, особливо у вузлі сполучення стінки й крайки. Крім того додаткове навантаження створює нафтопродукт всередині резервуару, який додатково перетікає до зон більшого осідання [42]. Поєднання експлуатаційних напружень з додатковими від нерівномірного осідання може призвести до руйнування вузла сполучення чи розриву полотнища днища, крім того така ситуація може призвести до перекидання резервуару. Також при значних деформаціях циліндричної оболонки можливі пошкодження в зоні примикання стаціонарного даху, стінки та опорного кільця, порушення в роботі понтона чи плаваючого даху. Для РВС найбільш характерні крени (рис. 1.20, в) і локальні осідання окремих ділянок основи (рис. 1.20, г).

Нерівномірне осідання та локальні осідання за периметром днища РВС відбуваються внаслідок нерівномірного ущільнення ґрунтів основи, а також через можливі помилки при проектуванні чи виконанні будівельно-монтажних робіт. Як правило, осідання основи починає відбуватися ще на стадії гідравлічних випробувань і триває протягом експлуатації резервуарів. Можливе осідання ґрунтового масиву чи штучної основи, в т. ч. і локальне осідання на окремих ділянках під днищем. Загальне осідання основи РВС, як правило, буває нерівномірним як за периметром, так і за площею. Воно зумовлене різним ступенем ущільнення штучної основи, неоднорідністю ґрунту в межах площі основи, специфічними властивостями ґрунтів, неоднаковим температурним режимом ґрунту з південного та північного

боку резервуара під час осінньо-весняного періоду, нерівномірністю навантаження в середній частині основи й за периметром РВС.

Осідання неоднорідної основи резервуару можливо класифікувати за [37]: 1) нерівномірні осідання за периметром РВС; 2) нерівномірні осідання в радіальному напрямку, які мають чашоподібний характер і викликають згинальні напруження на ділянці днища поблизу крайки і в місці зварювання листів днища між собою; 3) локальні осідання чи западини та опуклості, які виникають за площею днища.

Однак ця класифікація не охоплює всі випадки, які зустрічаються при натурних спостереженнях, особливо у складних геотехнічних умовах.

За результатами спостережень і діагностичних обстежень резервуарів, які побудовані на майданчиках з різними інженерно-геологічними умовами [34, 36, 43], можлива класифікація, що наведена в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 – Класифікація осідань РВС [34, 36, 43]

Рівномірне осідання	Нерівномірне осідання
За площею	Крен
За периметром	нерівномірне за площею
	нерівномірне за контуром
	осідання типу «сходінка»
	осідання у вигляді розвалу основи за діаметром РВС
	Діаметральне
	локальні просідання днища

Рівномірне осідання за площею основи резервуару характеризується однаковим зміщенням усіх точок днища та стінки у вертикальній площині на деяку величину u . Зазвичай ці осідання виникають при гідравлічних випробуваннях резервуара чи при зміні гідрогеологічних умов майданчика під час експлуатації. Це характерно для великогабаритних РВС, зведених на залізобетонному кільці. Уникнути осідань не можливо через те, що деформується великий масив ґрунту, який перевищує діаметр резервуара. Несиметричні до осі складові навантаження при цьому практично не виникають за винятком додаткових напружень у вузлі з'єднання стінки та приймально-роздаткових патрубків (що можливо в разі відсутності відповідних компенсаторів).

Рівномірне за периметром осідання характерне для всіх типів великогабаритних резервуарів на водонасиченій слабкій основі. Зазвичай такий вид осідань проявляється при гідравлічних випробуваннях на початку експлуатації РВС, що зумовлено процесами ущільнення та консолідації ґрунтового масиву. Відповідно, як і у випадку рівномірного осідання за площею, небезпеку являють вузли сполучення стінки з елементами додаткової жорсткості, які мають окремі фундаменти (шахтні сходи, приймально-роздатковий патрубок тощо).

Нерівномірне за площею осідання часто зустрічається у резервуарах, побудованих на п'яльових фундаментах або на мерзлих ґрунтах. У разі,

якщо несуча здатність палі менше розрахункової, то в процесі зливно-наливних операцій відбуваються її переміщення уздовж власної осі. Це призводить до того, що оголовок палі переміщується й зрушує фундаментну плиту, що спирається на неї, внаслідок чого виникають неприпустимі деформації та руйнуються зварні з'єднання листів днища. Щоб уникнути цього при проведенні дефектоскопії виконують повне нівелювання полотнища днища для виявлення зон осідання. Ремонт наслідків таких осідань виконують видаленням частини полотнища днища та відновленням несучої здатності основи (електрохімічне закріплення ґрунту, ін'єкції цементного розчину, тощо).

Крен – це деформація, при якій весь РВС за площею та зовнішнім контуром отримує ухил в одному напрямку. Величину крену описують або кутом повороту площини днища резервуару щодо горизонту, або різницею відміток діаметрально протилежних точок крайки днища. Такі дефекти можуть викликати порушення експлуатаційної та технологічної придатності споруди, що зумовлено: зменшенням дійсного рівня наливу продукції, внаслідок її перетікання; зміною форми оболонки резервуару та збільшенням напружень в його стінках [44]. Руйнування резервуару від крену практично неможливе [45], але з технологічної точки зору – актуальне для РВС з плаваючим дахом чи понтоном: максимальна різниця висотних відміток будь-яких двох діаметрально протилежних точок (d_{max}) не повинна перевищувати двох відстаней від рівня наливу до верхнього краю стінки ($2\Delta h_d$).

Осідання у вигляді розвалу, так само як і діаметральне осідання основи, зустрічаються досить рідко й зазвичай зумовлені низькою якістю будівництва чи помилками проектно-вишукувальних робіт. Розвал відбувається в периферії із зоною розвалу за діаметром чи за лінією, котра близька до неї [36]. При цьому виникають значні перенапруження в стінці та сполучних вузлах уторного шва і верхнього вузла сполучення покрівлі, стінки й опорного кільця за лінією розвалу.

Руйнування днища чи крайок РВС, як правило, відбуваються поблизу його з'єднання зі стінкою в зоні уторного шву. Слід враховувати ушкодження та дефекти (див. п. 1.2), які виступають як концентратори напружень, що суттєво знижують міцність конструкції в цілому (рис. 1.21). Одним з характерних випадків є дефект «сходінка» – різкий перепад відміток зовнішнього контуру днища на короткій ділянці, що утворюється внаслідок локального осідання окремої ділянки зовнішнього контуру днища. Причиною цього зазвичай є недоліки будівельно-монтажних робіт чи просадочні явища ґрунтової основи [46].

Загалом кільцевий залізобетонний фундамент можна розглядати як абсолютно жорстке недеформоване тіло, що рівномірно передає тиск від РВС і рідини на ґрунтовий масив. Центральна частина днища є тонкостінною металевою мембраною, здатною сприймати значні пружні деформації у напрямку осі циліндричної оболонки. Цим пояснюється різний характер осідання основи зовнішнього контуру днища й центральної частини резервуара.



**Рис. 1.21 – Неприпустимі дефекти окрайки резервуару [46]:
а – дефект «сходінка»; б – нерівномірний виступ окрайки**

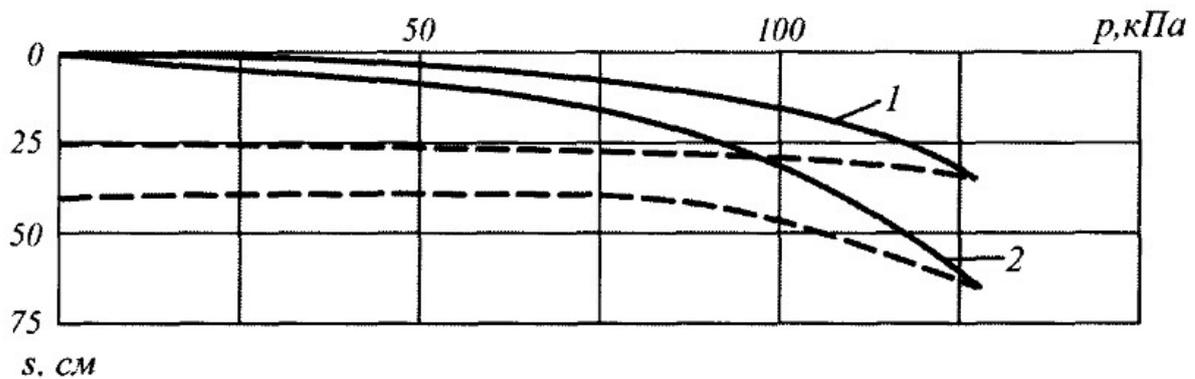
На практиці описані види осідань зустрічаються в різних поєднаннях. У свою чергу, будь-яке осідання основи може бути представлене як сума рівномірного осідання, крену та нерівномірного осідання. Тому для аналізу й дослідження впливу осідань на НДС РВС слід використовувати метод його розкладання на елементарні складові [34, 43]. Зважаючи на вищевикладене, нерівномірні осідання основи та інші геотехнічні аспекти, в т. ч. у поєднанні з іншими факторами, є однією з головних причин руйнування багатьох РВС, що підтверджується прикладами зі світової практики [30].

Наведемо декілька прикладів аварій РВС, викликаних нерівномірними осіданнями їх основи. Так у серпні 1966 р. на нафтобазі поблизу Лондона відбулась аварія двох резервуарів місткістю 2000 і 5000 м³. Резервуари мали висоту 12,8 м. Діаметр меншого РВС становив 14,6 м, більшого – 24,4 м. У першій черзі було побудовано 33 резервуара, які з лютого 1966 р. піддавалися гідравлічним випробуванням. Тести проводили одночасно для двох РВС; на зливання витрачалось не більше одного тижня. Резервуари, на яких сталася аварія, заповнювалися водою в останню чергу, причому обидва зруйнувалися один за іншим протягом тижня після того, як перебували під навантаженням протягом місяця.

Дослідження аварії показали, що в днищі виникли розриви, а швидке випорожнення призвело до утворення вакууму, який викликав руйнування резервуара. Днища інших РВС на тому ж майданчику в більшості випадків мали ушкодження, що виникли при гідравлічних випробуваннях, а спотворення форми оболонки деяких з них були настільки значними, що розриви днища були цілком імовірними.

Оскільки зруйновані резервуари швидко демонтували, а осідання їх основ не визначили, в 1967 р. на цьому ж майданчику проведено дослідне наповнення резервуара діаметром 17,1 м заввишки 12,8 м. Можна вважати, що осідання дослідного РВС приблизно дорівнює осіданню зруйнованих. Співвідношення осідання центру основи до осідання його краю склало приблизно один до двох. За натурними спостереженнями й даними

компресійних випробувань ґрунтів обчислені миттєві осідання та осідання ущільнення, які накопичилися після місячної витримки навантаження. Результати цих досліджень наведено на рис. 1.22.



**Рис. 1.22 – Осідання резервуару діаметром 17,1 м [30]:
1 – середнє за периметром днища; 2 – в центрі днища**

Дослідження зварних швів днища зруйнованих і непошкоджених РВС показали відсутність відмінності в якості зварювання. Вивчення форм розриву днища аварійних резервуарів, вимірювання осідання та обстеження днищ непошкоджених РВС дозволили припустити, що причиною аварій є нерівномірні осідання їх основ. Днища резервуарів були змонтовані раніше оболонки і покладені на насип, що опускається до центру з ухилом в 2%. Це зроблено всупереч британським стандартам, які рекомендують, щоб днища піднімалися при максимальному ухилі 0,83%. Нерівномірні осідання увігнутого в початковий період днища викликали неприпустимі напруження розтягу в листах днища та у зварних швах, внаслідок чого утворилися тріщини. В результаті зроблено висновок, що аварії резервуарів з розривом днища можуть статися, якщо відносна різниця осідання краю та середини основи РВС перевищить 2% діаметра резервуара.

Розглянемо аварії, які постійно траплялися на майданчику великого резервуарного парку поблизу м. Фоулей (Англія). Перша з них відбулася в 1955 р., коли два резервуари отримали значні пошкодження при гідравлічних випробуваннях. Спочатку причиною аварії вважали крихке руйнування оболонки, проте через 15 років при вивченні обставин аналогічних аварій прийшли до висновку, що головною причиною були великі локальні осідання основи. На початку 70-х років відбулися три великі аварії РВС діаметром 53 м, в одному з яких знаходилася нафта, а в інших – вода.

Після аварії один з резервуарів був обстежений більш детально. Під час аварії водою, що вилілася, була утворена вимоїна діаметром понад 20 м і глибиною до 5 м. Було розмито протипожежний насип і пошкоджено обладнання резервуарного парку. Різниця осідань листів днища на перших 2 м від краю склала близько 25 см, а ухил днища на ділянці досяг значної величини 0,07. Одночасно вимірами встановлено, що різниця переміщень днища непошкоджених РВС на цьому ж майданчику не перевищила 5 см.

Результати обстежень дозволили відновити послідовність подій при розвитку аварії. Її первинною причиною була тріщина в металі днища чи на ділянці зварного шва. Оскільки основа дренивала відносно слабо, рідина, що витікала, призвела до її водонасичення. Тому відбулося зниження несучої здатності й розмив, що сприяло збільшенню переміщень, а в подальшому – розкриттю тріщин. Хоча витіки виявлено досить швидко та вжито заходи щодо спорожнення резервуара, однак запобігти аварії все ж таки не вдалося. Локальні осідання основи виникли з ряду причин, у т. ч. через погану організацію робіт із виправлення стінки – ніші під домкрати значно послабили основу, а підйом окремих ділянок днища призвів до утворення неприпустимих напружень у металі.

На рис. 1.23 наведено допустимі прогини днища резервуару f (різниця осідання між краєм і центром днища РВС) залежно від його діаметру D .

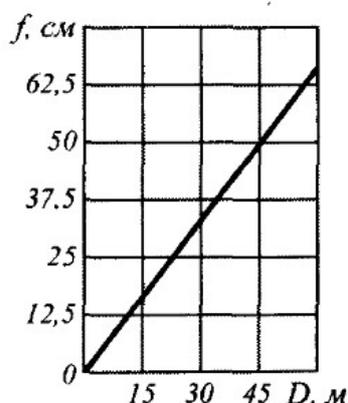


Рис. 1.23 – Графік залежності допустимих прогинів резервуару від його діаметру [30]

Це показує, що виправлення оболонки резервуара при великих переміщеннях поверхні основи слід поєднувати з підйомом і опусканням її окремих ділянок. Також визначено необхідність обов'язкового врахування різниці осідання ділянок днища при прогнозованих великих осіданнях.

Характерні помилки при недосконалому врахуванні геотехнічних аспектів при проектуванні РВС показала аварія резервуара Т-270 об'ємом 50000 м³ корпорації Мітсубісі (Японія, грудень 1974 р.). Група резервуарів цієї корпорації розташована на узбережжі морської затоки на майданчику, складеному слабкими ґрунтами. Причина аварії – нерівномірне осідання основи, внаслідок чого утворився розрив між стінкою і днищем, довжина якого по дузі досягла 10 м, а розкриття – 15 см. Нафта із резервуару швидко витікла в море. Аварія призвела до термінового спорожнення всіх РВС, зведених в Японії на ідентичних основах, та їх обстеження щодо подальшої безаварійної роботи. Крім того, аварія послужила приводом до перегляду технічних умов, що діяли в Японії до 1974 р., для розробки заходів, що запобігають таким аваріям.

Резервуар Т-270 зведено на майданчику, створеному гідронамивом місцевого ґрунту на шар слабких ґрунтів товщиною близько 16 м. Перед будівництвом РВС ділянку ущільнено тимчасовим насипом. Для прискорення консолідації використано вертикальні піщані дрени, свердловини водовідливу та вакуумні свердловини. Ґрунти додатково

ущільнено шляхом контрольованого заповнення РВС водою в період їх гідравлічних випробувань. До початку робіт з ущільнення тимчасовим насипом у межах контуру майбутнього резервуару було виготовлено близько 3000 піщаних дрен діаметром 120 мм, довжиною 17 м, відстань між осями яких 2 м. Потім на місці РВС зведено насип товщиною 4,5 м. За периметром насипу влаштовано свердловини для водовідливу діаметром 38 мм і довжиною 83 м з інтервалом 1,5 м. Крім цього, безпосередньо під центром майбутнього резервуара пробурені три вакуумні свердловини для відкачування води. За допомогою водознижувальних установок рівень підземних вод знижено на 5,5 м, що в сумі з вагою насипу висотою 4,5 м створило додатковий тиск близько 0,13 МПа.

У результаті в центральній частині майданчик осів на 88,9 см, а в точках за периметром майбутнього резервуару – на 61 – 71 см. Ущільнення здійснювали два місяці. Після цього розвиток осідань почав стабілізуватися, тобто процеси ущільнення слабких ґрунтів завершилися. Тому водозниження було припинено, насип з майданчика видалено, а на його місці змонтовано резервуар.

При монтажі РВС застосовано ерліфтний метод, який полягав в тому, що спочатку було зварено дах і верхні пояси стінки резервуару, після чого їх за допомогою стиснутого повітря підняли в проектне положення та зварили нижні пояси стінки РВС. Останній зварений шов влаштували в місці сполучення стінки резервуару з днищем. При попередньому розгляді висловлювалося припущення, що причина аварії – низька якість цього шва.

Стінки резервуару Т-270 спиралися на виготовлений із залізобетонних блоків розмірами 0,12х0,24х0,3 м кільцевий фундамент, під яким влаштовано шар з ущільненого щебню товщиною близько 1 м. Під днищем РВС відсипана піщана подушка завтовшки 1,45 м. Після завершення монтажу проведено гідравлічні випробування резервуару, які здійснювали заповненням його морською водою окремими ступенями з витримкою кожної з них протягом 10 діб. Повністю резервуар був заповнено за 90 днів, осідання на кінець випробувань склало 71 см в центрі та 50 – 56 см за периметром. У період, коли ємність резервуару на половину (12 м) була заповнена водою, в безпосередній близькості від нього вирило котлован 2,3х5,4 м для влаштування залізобетонного фундаменту під сходи на дах.

Оскільки розрив днища стався в районі фундаменту, попередньо було припущення, що причиною аварії стали саме роботи з розробки котловану поблизу стінки РВС. Після закінчення гідравлічних випробувань резервуар було прийнято в експлуатацію і, починаючи з 8 травня 1974 р., його використовували для зберігання нафти. За весь час експлуатації його то майже повністю заповнювали нафтою, то майже спорожняли. Цикли навантаження – розвантаження повторювалися в середньому 3 рази на місяць аж до аварії, що сталася через 7 місяців після початку експлуатації. За цей період його центральна частина мала додаткове осідання до 10,2 см.

Ще одним прикладом неврахованих складних геотехнічних умов при спорудженні РВС може служити аварія резервуару діаметром 37,8 м і

висотою 11,1 м, який зведений взимку 1945 – 1946 рр. на суцільній залізобетонній плиті діаметром 38,4 м поблизу м. Ессекс (Англія). Плита в більшій своїй частині мала товщину 15,2 см і лише за периметром потовщення у вигляді монолітного кільцевого фундаменту. Будівництво було завершено протягом року, після чого резервуар здано в експлуатацію. У період першого заповнення зареєстровано великий крен, який істотно порушив працездатність споруди. Зважаючи на це, резервуар довелося спорожнити, після чого було детально досліджено інженерно-геологічні умови будівництва.

Для цього із зовнішнього боку споруди було пройдено 25 свердловин і шурфів. Встановлено, що безпосередньо під фундаментом залягає шар слабкої глини, товщина якого по діаметру змінюється від 10 – 15 см з одного боку і до 2,5 – 2,8 м з іншого. Нижче розташований шар щільного гравіюватого піску товщиною близько 3 м, під яким залягають лондонські глини товщиною приблизно 60 м. Підземні води виявлені на рівні верху піску. Природна вологість глини змінювалася від 35% у верхній частині шару до 50% на контакті з шаром гравіюватого піску. Середнє значення вологості на межі розкочування склало 20%, а на межі текучості – 75%. Показник текучості глини становив 0,27 – 0,50, що дозволяє віднести її до тугопластичної. Значення модулів деформації змінювалися від 3 МПа при першому навантаженні й до 6 МПа – при повторному. Середнє значення коефіцієнта консолідації не перевищувало 0,012 см²/хв.

Спостереження за осіданням резервуара в період його гідравлічних випробувань зафіксували після завершення будівництва крен. Осідання розвивалося нерівномірно і склало 1,3 см з одного боку та 10 см – з іншого (рис. 1.24). Напрямок крену відповідав напрямку, в якому збільшується товщина слабких ґрунтів під РВС. Різна товщина шару слабого ґрунту – основна причина крену й нерівномірних осідань.

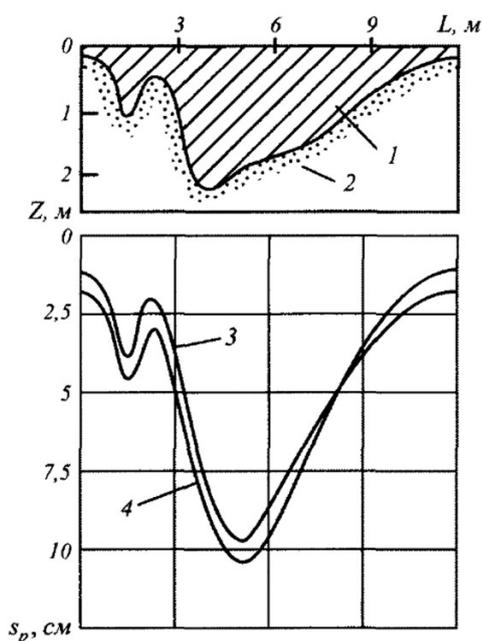


Рис. 1.24 – Осідання резервуару за периметром днища [30]: 1 – товща слабого ґрунту; 2 – малостислий ґрунт; 3 – осідання порожнього РВС; 4 – осідання заповненого РВС

Для підсилення основи резервуару з боку, де була більша потужність слабкого ґрунту використані залізобетонні балки, закладені в кільцевий фундамент на відстані 1,5 – 4,5 м один від одного. В безпосередній близькості від стінки РВС влаштовані залізобетонні палі з поперечним перерізом 25 x 25 см і заглибленням у піски до 1,5 м. На ці палі спиралися залізобетонні балки, один кінець яких заведено в кільцевий фундамент, а інший кінець – привантажений шаром ґрунту, який утворює захисну стінку. Таким чином, більша частина навантаження від ваги резервуара та продукту, що зберігається, була передана на шар гравіюватого піску. Після завершення робіт з підсилення фундаментів резервуар знову заповнили водою, і він отримав ще невелику частку додаткових осідань, які виявилися незначними й ніяк не позначилися на експлуатації споруди надалі.

Прикладом нерівномірних осідань резервуару, викликаних невдалими геотехнічними рішеннями при проектуванні, служить й аварія РВС діаметром 45,1 м і висотою 17,1 м, зведеного на ділянці з двома шарами сильностисливого ґрунту. Оскільки розрахункові осідання значно перевищували допустимі, прийнято рішення про попереднє ущільнення території тимчасовим піщаним насипом. Навантаження від насипу витримували 4 місяці, після чого насип видалили й почали будівництво.

Особливістю фундаменту цього резервуара було улаштування по його периметру кільцевої залізобетонної стінки, розташованої безпосередньо під стінкою резервуара. Вона повністю прорізала верхній шар слабкого мулистого ґрунту та частково входила своєю нижньою частиною в підстильний шар. Після закінчення монтажу, резервуар протягом 10 тижнів заповнювали водою, при цьому кожен ступінь навантаження витримували протягом ще 4 місяців. Потім воду з РВС відкачали та заміряли нерівномірні осідання його днища. Виявлено, що в місці спірання днища на кільцевий фундамент утворився значний зазор між днищем і поверхнею піщаної подушки, а в деяких місцях сталися розриви швів на днищі. Було вжито заходів з відновлення початкового положення днища та ретельного заповнення порожнини, що утворилася, ущільненим піском. Потім резервуар випробували повторно, а оскільки ці випробування пройшли успішно, він був прийнятий до експлуатації.

Цей приклад показує, що використання кільцевих фундаментів різного роду під стінкою резервуара може значною мірою збільшити нерівномірність осідань днища та навіть призвести до його руйнування. До використання кільцевих фундаментів за периметром резервуару слід підходити обережно, особливо в тих випадках, коли їх будівництво здійснюється на слабких ґрунтах та очікуються великі осідання РВС як в період гідравлічних випробувань, так і в період експлуатації.

1.3.2. Аварії, пов'язані з втратою стійкості основи резервуару

Одним важливим аварійним геотехнічним аспектом є втрата стійкості основи резервуару. Стійкість основи визначається двома головними факторами: 1) прикладене до основи навантаження, яке визначається

питомою вагою продукту, що зберігається в РВС, вагою конструкції самого резервуару й питомою вагою матеріалу подушки; 2) параметрами міцності ґрунтів в основі резервуару та формою потенційної поверхні ковзання, по якій може відбуватися зрушення частини основи, яка знаходиться в граничному стані.

Виділяють [30] форми поверхонь ковзання, пов'язані із: 1) загальною втратою стійкості основи; 2) втратою стійкості локальної ділянки основи.

Численні приклади аварій резервуарів, пов'язаних із втратою стійкості основи наведені в роботі [30]. Однією з перших відомих аварій РВС, що зумовлена подібним геотехнічним аспектом, можна вважати випадок у Шелл-Хейвені (Велика Британія), що відбувся при будівництві нафтопереробного заводу компанії «Shell» у 1948 р.

Резервуар діаметром 6,7 м, висотою 9,7 м був збудований на товстому шарі слабкої глини, зверху якої відсипано шар з уламків крейди. Значення недренованого опору зрушенню для шару слабкої глини не перевищувало 0,11 МПа. За 5 діб резервуар був повністю заповнений водою, однак через декілька годин перекинувся. Встановлено, що аварія відбулася внаслідок утворення нестабілізованого стану в шарі слабкої глини через швидке прикладення навантаження. Коефіцієнт надійності в момент аварії склав 0,86, при цьому вперше було використано значення характеристик міцності, які відповідали цьому стану.

Ще більш наочним прикладом є аварія резервуару в Квебеку, який мав діаметр 21,3 м, висоту 13,4 м і був зведений на піщаній подушці потужністю 3,7 м, відсипаній на шарі слабкої морської глини. Поруч з цим резервуаром на тій же самій піщаній подушці було зведено другий РВС меншого діаметру (15,2 м). Поблизу обох резервуарів була утворена піщана дамба для запобігання розливу нафти територією у випадку її розливу. Властивості слабкої глини в основах резервуарів до будівництва не вивчалися, однак дослідження, що проводилися вже після аварії, дозволили встановити показники міцності недренованої основи, що змінювалися в межах 0,01...0,03 МПа. До початку експлуатації гідравлічні випробування не проводились. Експлуатація резервуарів почалася з того, що РВС великого об'єму було заповнено нафтою на висоту 3,5 м, що підтримувалося протягом 4,5 місяців. Після чого він був за короткий проміжок часу заповнений нафтою повністю. Через добу основа втратила стійкість. Резервуар був зруйнований, і нафта розлилася по майданчику.

Зважаючи на те, що навантаження на основу передавалось досить швидко, були виконані розрахунки стійкості основи в цілому та розрахунки локальної втрати стійкості з урахуванням нестабілізованого стану ґрунтів основи. Визначені таким чином коефіцієнти надійності склали 1,05 та 1,02 відповідно. Значення цих коефіцієнтів підтверджують те, що аварія, скоріш за все, відбулася у результаті втрати стійкості основи. Не зважаючи на аварійну ситуацію з резервуаром великого об'єму, сусідній РВС меншого діаметру експлуатувався нормально.

Загалом випадки загальної втрати несучої здатності основи під резервуаром досить рідкі, на відміну від локальної (місцевої) втрати стійкості. Так небезпечний нахил і пошкодження отримав резервуар Т-8 на нафтоочисному заводі фірми «Де Нордіке Фабрікен» (Норвегія). Ділянку складено потужною товщею слабких «мулистих» морських глин. Раніше побудовані РВС мали середнє і порівняно рівномірне осідання від 50 до 100 см. При цьому не було зафіксовано жодного випадку пошкодження корпусів резервуарів. Навесні 1952 р. раптове збільшення поставки продукції викликало необхідність швидкого спорудження нового резервуару місткістю 6000 м³, висотою 12,2 м і діаметром 25 м. Резервуар був встановлений на бетонній плиті товщиною 15 см, під яку зроблено підготовку з шару гравію товщиною 35 см. Вага порожнього РВС склала 500 кН. Коли спорудження резервуара було закінчено, в нього протягом 35 годин було закачано 5000 м³ води. В процесі пробного заповнення та після нього резервуар знаходився під геодезичним наглядом.

Через дві години після заповнення було виявлено руйнування стінки та різкий нахил резервуару. З боку нахилу виявилось випинання ґрунту з максимальним набряканням приблизно 40 см. Нерівномірне осідання РВС після зняття навантаження склало близько 50 см. Загальна вага резервуара в момент руйнування становила 5500 кН, що створювало тиск на основу всього 112 кПа. Додаткові вишукування дозволили встановити, що під частиною РВС з боку нахилу залягав слабший ґрунт, ніж під протилежною частиною, де глина мала вищі значення опору зрушенню. Розрахунки стійкості ґрунту підтвердили, що на ту частину ґрунту не можна було відразу передавати тиск 112 кПа без попереднього обтиснення, як це робилося на раніше побудованих РВС на цьому ж майданчику. Через два роки після аварії на цьому ж місці був зведений новий резервуар такої самої ємності, який в подальшому нормально експлуатувався, хоча його осідання склало більше 50 см.

Подібна аварія сталася на нафтоосховищі Каріпіто у Венесуелі. Резервуар об'ємом 23,8 тис. м³ мав діаметр 45,7 м і висоту 14,6 м. Основа була складена з неущільненого насипного ґрунту (глина та гравій), що мав форму клину з мінливістю товщини від 0,61 до 1,22 м. Насипний ґрунт компенсував невеликий ухил поверхні. Далі йшов шар глини товщиною 1,8 м з опором зрушенню 34,4 кПа, під яким до глибини 5,8 м залягав шар мулу з опором зрушенню 89 кПа. На глибині 5,8 – 15,8 м залягали піски і пластичні глини з опором зрушенню всього 16,7 кПа. Нижче 15,8 м опір зрушенню зростав до 33,5 кПа. У період гідравлічного випробування РВС було заповнено водою до рівня 13,9 м за 33 дні з чотириденною перервою. Це навантаження витримували місяць. Геодезичні спостереження виявили швидке зростання осідання стінки відразу ж після досягнення тиску 140 кПа.

Та через кілька днів швидкість осідання значно знизилася, через що було прийнято рішення збільшити тиск до 167 кПа. Через 4 дні швидкість осідання ґрунту в двох точках спостереження на південно-східній частині резервуара почала різко збільшуватися, а через 4 тижні максимальний перепад відміток уздовж корпусу склав 85 см. До моменту випуску води з

резервуара осідання в цих точках змінювалось від 90 до 175 см. Вивчення профілів осідання днища показало, що найбільші зміщення сконцентровані вздовж південно-східної кромки резервуара. Осідання в цій частині днища було приблизно на 1 м більше, ніж в центрі днища РВС. При цьому чітко фіксувалося вдавнення резервуара в ґрунти. У той же час не було відзначено жодного підняття навколишнього ґрунту.

Ґрунтуючись на результатах польових спостережень і вивченні кривих осідання та профілів днища резервуара, а також на результатах аналізу стійкості, зроблено висновок, що руйнуванню основи сприяли три фактори: 1) резервуар продавив слабо ущільнену верхню частину основи з гравію з глиною, зруйнувавши її та верхній шар пластичної глини; 2) шар, що залягає на глибині 5,8 – 22,3 м, також зруйнувався під дією зрушувального навантаження (переріз, котрий показує осідання днища резервуара, виявив зону руйнування, що поширюється на 21,3 м від його корпусу, тобто майже до центру резервуара); 3) уся основа РВС отримала значне осідання в результаті швидкої консолідації підстилаючих шарів, де відбувався постійний процес консолідації з відповідним зростанням опору зрушенню навіть після перевантаження основи та її руйнування.

Після зливання води й обводнення ділянок у межах обвалування, аварійний резервуар демонтували. Після осушення площі видалили насипну частину основи, яка складалася з гравію та шару бурої пластичної глини, що залягала до глибини 1,8 м. Потім основу відновили шляхом укладання добре ущільненої сланцевої глини. Ділянку повторно залили водою, після чого резервуар змонтували на початкове місце. Після осушення ділянки навколо РВС поклали шар ґрунту товщиною 1,2 – 1,8 м, що викликало додаткове навантаження на основу. Повторне гідравлічне випробування показало, що осідання стінок корпусу склало 15 – 21 см при максимальній нерівномірності осідань 6 см. Це дозволило в подальшому нормально експлуатувати резервуар.

Ще одна характерна аварія, пов'язана з локальною втратою стійкості основи резервуара діаметром 35,4 м і висотою 9,2 м, який був встановлений на товстому шарі дуже слабкої мулистої глини, зверху якої відсипана подушка товщиною 0,6 м з гравійного матеріалу, просоченого нафтою. РВС заповнювали продуктом протягом 30 діб, а рівень навантаження витримували ще протягом 42 днів. До кінця цього періоду відзначені деяке випирання ґрунту за межами резервуара, однак втрата стійкості не мала катастрофічних наслідків. Продукт із резервуара видалили, після чого виконали геодезичні вимірювання положення днища. Вимірювання показали, що під однією з частин РВС осідання, викликані випиранням ґрунту, значно перевищили осідання протилежної частини. Замірний за межами резервуара підйом поверхні ґрунту досяг 7 см, що свідчило про початок випирання. Своєчасне розвантаження основи дозволило уникнути повної втрати його стійкості.

Розрахунки показали, що коефіцієнти надійності склали 0,81 – для загальної втрати стійкості основи, та 0,72 – для втрати стійкості основи на локальній ділянці. В цьому випадку основною причиною аварії було

швидке додаткове навантаження, розвиток нестабілізованого стану ґрунту в основі та пов'язане з цим випирання ґрунту, який визначив характерний профіль нерівномірних переміщень днища резервуара.

Схожий випадок був зафіксований при аварії резервуара Т-1701, який був зведений на тонких шарах мілкового піску, під якими залягав шар слабого мулистого ґрунту. Резервуар мав діаметр 45,7 м і висоту 14,6 м. Дані про властивості ґрунтів в основі РВС і дані про швидкість його заповнення відсутні. Відомо лише, що цей резервуар випробовувався водою двічі, внаслідок чого в обох випадках відбувалися розриви днища через великі нерівномірні осідання. Профілі осідань днища після двох випробувань дозволяють припустити, що в обох випадках відбулося випирання в крайових ділянках резервуара, характерних для локальної втрати стійкості основи. В результаті під частиною РВС довелося занурити палі, а за периметром резервуара – кільцеві залізобетонні стінки. Проведені після цього гідравлічні випробування резервуара пройшли успішно, та він був прийнятий до експлуатації.

Розглянуті аварії дозволяють назвати характерні особливості, пов'язані з втратою стійкості основ резервуарів. У всіх випадках відзначається швидке прикладання навантаження на основу, яка складена слабкими водонасиченими ґрунтами, внаслідок чого в поровій воді виникають значні надлишкові тиски, які через низькі фільтраційні властивості ґрунтів викликають нестабілізований стан. Опір зрушенню ґрунтів у цьому стані виявляється зменшеним за рахунок зниження ефективних напружень у скелеті ґрунту.

У всіх випадках відзначається підйом поверхні за межами РВС, що зумовлено випиранням частини ґрунту з-під резервуара. При цьому можлива загальна втрата стійкості основи, коли ґрунт видавлюється в один бік і резервуар перекидається як єдине тверде тіло, або випирання ґрунту з-під частини РВС, що свідчить про місцеву втрату стійкості основи.

Отже, для ліквідації аварій РВС через втрату стійкості основи знадобилися витратити великі кошти і часу. Такому розвитку подій сприяє висока гнучкість і податливість конструкції резервуару. Для попередження аварійної ситуації необхідно проводити систематичні спостереження за розвитком осідань резервуарів з тим, щоб можна було вжити своєчасних відповідних заходів із забезпечення їх нормальної експлуатації.

1.4. Аварії резервуарів, викликані сейсмічними впливами, стихійними лихами та іншими природними явищами

РВС, як показує аналіз наслідків сильних землетрусів, є досить чутливими до сейсмічних впливів. Землетруси призводять до їх пошкоджень і руйнувань, що в свою чергу призводить до значних економічних збитків, техногенних та екологічних катастроф [47]. При цьому аварії, викликані динамічними та вібраційними впливами, часто супроводжуються сильними пожежами (рис. 1.25).



Рис. 1.25 – Наслідки землетрусів на нафтопромислових об'єктах

Одним із природних явищ, які супроводжують землетруси, є цунамі, що несуть додаткову небезпеку для об'єктів промислової та громадянської інфраструктури, що розташовані на узбережжі. Так 6 грудня 2004 р. цунамі, яке утворилося внаслідок землетрусу поблизу західного узбережжя Суматри, призвело до значних людських втрат (понад 200 тис.) і пошкоджень інфраструктури у країнах, які знаходяться на узбережжі Індійського океану [48]. При цьому в провінції Ачех на північному заході о. Суматра зазнали великих ушкоджень резервуари для зберігання нафти, деякі з яких були зруйновані та розкидані на значні відстані (рис. 1.26). Зважаючи на те, що багато резервуарів для нафтогазової продукції розташовані в прибережних районах по всьому світу, цунамі потенційно можуть одноразово завдати катастрофічної шкоди, що значно вплине на світову економіку та викличе глобальну екологічну катастрофу.

В районі Ніігата (північ Японії) 16 червня 1964 р. під час землетрусу магнітудою $M_w=7,5$ сталися масштабні руйнування різних споруд [49]. Крім того були зруйновані та пошкоджені кілька резервуарів. На п'ятьох нафтових резервуарах відбулася пожежа і вогонь перекинувся на 286 сусідніх будівель. Пожежа почалася на нафтовому резервуарі з плаваючим дахом об'ємом 30 тис. м³ під дією довгоперіодичних коливань, які викликали значні переміщення плаваючого даху, що в свою чергу призвели до появи іскор при ударі даху та стінки, від чого зайнялась продукція (рис. 1.27).

Пожежа перекинулася на два сусідніх шароподібних резервуара скрапленого газу на опорах, об'ємом 1200 м³. Опора одного з них втратила стійкість, в результаті чого резервуар повністю зруйновано.

Численні пошкодження також були викликані розрідженням перезвожених ґрунтів від вібраційного впливу, внаслідок чого конструкції, які на них знаходилися, занурилися в пісок, а підземні конструкції піднялися на поверхню. Деформації основи викликали руйнування підвідних трубопроводів. Землетрус супроводжувався цунамі висотою 4 м, унаслідок чого прибережна зона, де розташовувалися об'єкти нафтогазової промисловості, була затоплена як самим цунамі, так і

палаючою продукцією, яка витікала зі зруйнованих резервуарів і трубопроводів. Палаюча нафта поширилася над водою, що призвело до підпалу сусідніх 149 резервуарів і 290 будівель, які вщент згоріли.

а)



б)



в)



Рис. 1.26 – Руйнування резервуарного парку в провінції Ачех (Індонезія): а – загальний вигляд; б – резервуар №1; в – резервуар №3



Рис. 1.27 – Пожежа на нафтовому резервуарі з плаваючим дахом об'ємом 30 тис. м³ під час землетрусу в районі Ніїгата

У табл. 1.3 наведено статистику аварій резервуарів, які відбулися під час землетрусів значної інтенсивності [47].

Таблиця 1.3 – Світова статистика аварій резервуарів, які відбулися під час землетрусів значної інтенсивності

№ п/п	Дата	Місце події	M _w	Аварія резервуарів
1	10.03 1933 р.	м. Лонг Бич, Каліфорнія, США	6,4	Повністю зруйновано 1 водяний резервуар, 16 нафтових і водяних резервуарів зазнали перелив продукту та пошкодження
2	22.05 1960 р.	Чилі (Великий чилійський землетрус)	9,5	Пошкоджено декілька нафтових і велика кількість водонапірних резервуарів
3	16.06 1964 р.	м. Ніігата, Японія, (узбережжя Японського моря)	7,5	На 5 нафтових РВС і 2 резервуарах скрапленого газу відбулася пожежа. Цунамі підтопило узбережжя та сприяло поширенню плями палаючої продукції, що призвело до підпалу сусідніх 149 РВС
4	27.03 1964 р.	Аляска, США (південне узбережжя)	9,3	Через цунамі отримали значні uszkodження 7 нафтових резервуарів з плаваючим дахом, 1 водяний резервуар повністю зруйнований, 10 резервуарів отримали пошкодження стінки, покрівлі та анкерів
5	9.02 1971 р.	Долина Сан-Фернандо, Каліфорнія, США	6,6	6 водяних резервуарів отримали пошкодження стінок, покрівлі чи анкеру, 1 резервуар повністю зруйновано, 8 резервуарів з плаваючим дахом зазнали перелив продукту та пошкодження
6	12.06 1978 р.	Префектура Міягі, Японія	7,4	3 РВС з сирою нафтою отримали тріщини, пошкоджені анкери водяного резервуару
7	15.10 1979 р.	Імперська долина, Каліфорнія, США	6,4	16 резервуарів з нафтопродуктами отримали пошкодження стінки, покрівлі внаслідок чого стався виток продукції
8	2.05 1983 р.	м. Коалінга, Каліфорнія, США	6,2	Численні uszkodження РВС. Для резервуарів з плаваючим дахом критичними стали довгоперіодичні коливання, які призвели до підтоплення плаваючого даху та розливу нафти. Порожні та напівпорожні резервуари не отримали ніяких uszkodжень
9	22.05 1983 р.	Острів Хонсю, Японія	7,9	Велика кількість нафтових резервуарів з плаваючим дахом (на одному з яких виникла пожежа) отримали uszkodження
10	17.10 1989 р.	Північна Каліфорнія, США (землетрус Лома-Прієта)	7,1	Утворення тріщин в РВС, руйнування допоміжного обладнання внаслідок відриву, у 2 РВС машинного мастила uszkodжено стінки, 2 РВС нафтопродуктів зазнали деформацій відриву
11	17.08 1999 р.	м. Турпас, Туреччина	7,6	Пошкоджено біля сотні нафтових РВС. На резервуарах з плаваючим дахом сталася пожежа та розлив сирої нафти
12	21.09 1999 р.	Район Цзіцзі, Тайвань	7,7	Кілька РВС з плаваючим дахом отримали uszkodження стінок і руйнування місць з'єднання стінок з днищем

Продовження таблиці 1.3

№ п/п	Дата	Місце події	Mw	Аварія резервуарів
13	26.09 2003 р.	Острів Хоккайдо, Японія	8,3	Значні ушкодження 7 великих нафтових РВС з плаваючим дахом об'ємом 30 – 40 тис. м ³ , викликаними великими амплітудами поверхневих хвиль, які перевищували 3 метри. У двох випадках такі переміщення призвели до пожежі. Відбулося підтоплення плаваючого даху у 2 резервуарів об'ємом 110 тис. м ³ .
14	26.12 2004 р.	Провінція Ачех, о. Суматра, (узбережжя Індійського океану)	9,1	Пошкодження резервуарів для зберігання нафти, деякі з них були повністю зруйновані та розкидані на значні відстані
15	11.03 2011 р.	о. Хонсю, Японія	9,0	Пошкоджено велику кількість резервуарів, аварії більшості яких (до 80%) сталися внаслідок цунамі, що викликав землетрус і з інших причин. 50 аварійних випадків на об'єктах нафтогазової промисловості: 4 пожежі/вибухи, 6 витоків, 20 випадків ушкодження трубопроводів, 20 випадків ушкодження конструкцій резервуарів. Зафіксовано 52 випадки пошкодження резервуарів інших галузей промисловості
16	11.03 2011 р.	о. Хонсю, Японія	9,0	Пошкоджено велику кількість резервуарів, аварії більшості яких (до 80%) сталися внаслідок цунамі, що викликав землетрус і з інших причин. 50 аварійних випадків на об'єктах нафтогазової промисловості: 4 пожежі/вибухи, 6 витоків, 20 випадків ушкодження трубопроводів, 20 випадків ушкодження конструкцій резервуарів. Зафіксовано 52 випадки пошкодження резервуарів інших галузей промисловості
17	20.05 2012 р.	область Емілія- Романья, Італія	6,1	Численні ушкодження РВС. Найбільш типові пошкодження: руйнування анкерного кріплення до фундаментів, втрата стійкості форми типу «слоняча нога» (для широких резервуарів), втрата стійкості ромбоподібної форми внаслідок втрати стійкості колон, які їх підтримували (для високих резервуарів на опорах)

Техногенні аварії, які відбулися за останні 100 років, показують наскільки критичні пошкодження можуть бути нанесені спорудам для зберігання палива в результаті землетрусів. З аналізу наслідків зрозуміло, що резервуари є одним з найбільш вразливих технологічних компонентів на промислових підприємствах, відповідно до чого їх пошкодження чи взагалі руйнування може призвести до критичного збою в роботі об'єкту. Зважаючи на це, критичні для переробної промисловості елементи

можливо виділити в обмежену кількість типів, які засновані на структурних і функціональних характеристиках.

Досвід проектувальників та інженерів-технологів, отриманий в результаті проведених заходів з аналізу наслідків землетрусів дав змогу визначити найбільш розповсюджені типи ушкоджень і відповідні до них наслідки. Докладна інформація про поведінку компонентів виробничих підприємств під час дії сейсмічних впливів міститься в міжнародних базах даних аварій:

- а) MARS (Major Accident Reporting System) [50];
- б) MHIDAS (Major Hazard Incident Data Service) [50];
- в) Інституту інженерів-хіміків (Ichem E – Institution of Chemical Engineers) [50].

До типових ушкоджень резервуарів від сейсмічних впливів відносять:

1. Втрату стійкості стінки РВС:

а) короблення за типом «слоняча нога» (пружно-пластична деформація) нижнього перерізу (рис. 1.28.); б) ромбоподібна (пружна деформація) нижніх чи верхніх перерізів (рис. 1.29).

2. Ушкодження, пов'язані з надмірними коливальними рухами, особливо у випадку плаваючого даху (рис. 1.30): а) підтоплення плаваючого даху рідиною з середини РВС (рис. 1.31, а); б) короблення понтону внаслідок його зіткнення зі стінкою резервуару (рис. 1.31, б); в) пожежа перегрітої продукції внаслідок виникнення іскор при зіткненні даху та стінки як джерела запалювання.

3. Розрив підвідних труб трубопроводів, що приєднані до резервуару, внаслідок зміщення між трубою та стінкою, які викликані деформуванням стінок резервуару чи його основи (рис. 1.32, а).

4. Зміщення корпусу резервуару відносно основи.

5. Загальний ухил або локальні осідання основи під днищем РВС.

6. Перекидання резервуару (рис. 1.32, б).

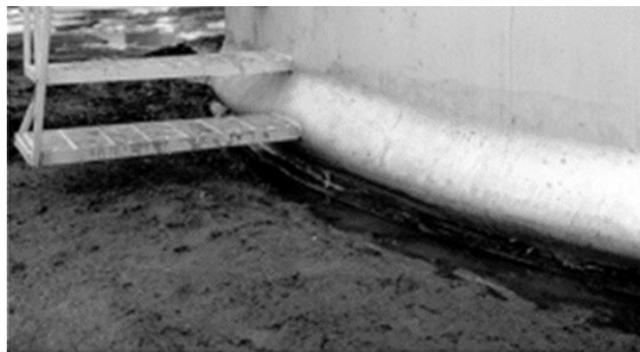


Рис. 1.28 – Втрату стійкості стінки резервуару за типом «слоняча нога»

Слід зазначити, що сейсмічні впливи, окрім безпосередньої дії на споруди, часто служать причиною зародження інших аварійних ситуацій (див. п. 1.2 – 1.3). Характерним прикладом є аварія РВС-700 №9, що сталася в Якутії у 1989 р. [29]. Пошкодження резервуару відбулося при

плюсовій температурі внаслідок розвитку тріщини довжиною 170 мм і розкриттям 9 мм по уторому шву (рис. 1.33), що призвело до розливу більш 115 м³ дизельного палива.

а)



б)



Рис. 1.29 – Втрата стійкості стінки резервуару за типом ромбоподібної деформації: а – у нижньому перерізі резервуару; б – у верхньому перерізі резервуару



Рис. 1.30 – Руйнування резервуарів із плаваючим дахом (резервуар з притопленим понтоном і резервуар з повністю зруйнованою стінкою)

а)



б)



Рис. 1.31 – Типові пошкодження РВС з плаваючим дахом (понтоном): а – деформації плаваючого даху та підтоплення його рідиною; б – короблення понтону через зіткнення зі стінкою резервуару

а)



б)



**Рис. 1.32 – Ушкодження резервуарів:
а – розрив підвідних труб трубопроводів; б – перекидання резервуару**



**Рис. 1.33 – Тріщина в уторному
зварному шву РВС-700 №9**

Утворення тріщини відбулося внаслідок комплексу чинників: подрізи на стінці; неякісне виконання з'єднання листів днища за типом «ластівчин хвіст»; вм'ятина на днищі, яка виникла поблизу тріщини; нерівномірне осідання основи, яке збільшило напруження в уторному шві; наявність підтоварної води всередині РВС, що підсилило корозійні процеси. Крім цього за два місяці до аварії відбувся землетрус з силою 4 – 5 балів, що призвів до катастрофічного розвитку вищевикладених аварійних факторів.

Інша значна група резервуарів для нафтогазової промисловості представлена сферичними резервуарами, які переважно використовуються для зберігання скрапленого газу. Також для цього використовують великі вертикальні ємності, конфігурація яких значною мірою подібна до більшості інших споруд для зберігання рідин. Найбільш поширеним випадком руйнування таких резервуарів є так званий ефект «м'якого поверху», викликаний руйнуванням несучих колон, внаслідок зрушення, викликаного в т. ч. і сейсмічним впливом (рис. 1.34) [51].

Крім аварій, пов'язаних із землетрусами та викликаними ними цунамі, також поширені аварії, пов'язані з такими атмосферними явищами, як урагани та блискавки [52]. Яскравим прикладом такої масштабної аварії є наслідки урагану «Катріна», який 29 серпня 2005 р. пройшов по території штату Луїзіана (США) зі швидкістю вітру, яка досягала 180 – 210 км/год. При цьому на американське узбережжя Карибського моря прийшла хвиля висотою до 8,2 м. Вона підтопила прибережні території, на яких

розташовані нафтопереробні заводи та резервуари для збереження нафти (рис. 1.35.). Штормова хвиля підняла чи перекинула частину резервуарів, з яких за даними Берегової охорони США зафіксовано 44 витоки нафти.



Рис. 1.34 – Руйнування сферичного резервуару для зберігання скрапленого газу



Рис. 1.35 – Нафтові резервуари, підтоплені внаслідок урагану «Катріна»

Під час затоплення нафтопереробного заводу Murphy Oil був зруйнований РВС ємністю 40 тис. м³. Аварія відбулася через руйнування стінки резервуару, в результаті чого утворився отвір, через який вилилося біля 10 тис. м³ (рис. 1.36, а). Пошкоджень і руйнувань також зазнали нафтові термінали компанії Chevron [53]. Штормова хвиля накрила резервуар, внаслідок чого він був ушкоджений через удар, який припав на його верхню частину. Вірогідною причиною таких ушкоджень стало зіткнення великого об'єкту, який був підхоплений штормовою хвилею, з верхньою частиною резервуара (рис. 1.36, б).

а)



б)



Рис. 1.36 – Пошкодження резервуарів внаслідок урагану «Катріна»: а – резервуар на заводі Murphy Oil; б – резервуар компанії Chevron

Також одним із найбільш розповсюджених пошкоджень під час ураганів внаслідок великої швидкості вітру, є руйнування захисного облаштування стінки резервуару, як це сталося в штаті Техас (США) під час урагану Гарві (рис. 1.37) [52]. Основні пошкодження РВС під час ураганів можливо класифікувати, як це подано на рис. 1.38.



Рис. 1.37 – Пошкодження резервуару в штаті Техас внаслідок урагану «Гарві»



Рис. 1.38 – Основні пошкодження резервуарів під час ураганів

Також з атмосферними впливами пов'язаний такий вид аварій як пожежі, викликані потраплянням у резервуар блискавки чи вторинних проявів атмосферної електрики. Подібні аварії є типовими для об'єктів нафтогазового комплексу особливо в країнах, нормативні документи яких не регламентують захист від подібних впливів. Характерним прикладом такої аварії є масштабна пожежа на нафтовому терміналі Конда ВАТ «Сибнафтопрод» у Росії у серпні 2009 р. [54]. Протипожежне обладнання кожного РВС складалося з: установки автоматичного надшарового гасіння; стаціонарної (неавтоматичної) установки підшарового гасіння; стаціонарної (неавтоматичної) установки охолодження; автоматичної пожежної сигналізації; вогнезапобіжників на дихальних клапанах; газовирівнювальної системи з вогнезапобіжниками;

блискавкозахисту. Також у резервуарному парку була встановлена система тросового блискавкозахисту. Надійність блискавкозахисту згідно з проектними рішеннями склала 0,995. Не зважаючи на такий потужний протипожежний захист, пожежа все одно сталася (рис. 1.39).



Рис. 1.39 – Наслідки пожежі резервуарного парку нафтового терміналу Конда ВАТ «Сибнафтопрвід»

За експертними висновками пожежа відбулася через удар блискавки в тросовий блискавковідвід, на якому сформувалися незакінчені іскрові канали від огороження резервуару чи металевих елементів дихальних клапанів, що проникли до вибухонебезпечної зони газових викидів і підпалили її. Незакінчені іскрові розряди можуть стартувати від зовнішніх елементів РВС (огороження даху, елементи дихальних клапанів), коли напруженість електричного поля там починає перевищувати межу іонізації повітря, що приблизно складає 30 кВ/см за нормальних атмосферних умов.

До аварій, пов'язаних з природними явищами, відносять й аварії плаваючого даху, які в більшості випадків відбуваються в зимовий чи весняний періоди, при заповненні – спорожненні РВС. Критичні відкази переважно викликані креном даху при нерівномірному розподіленні снігового навантаження по його поверхні та порушенням герметичності коробів і відхиленням направляючих труб від вертикальної осі.

Низьку працездатність плаваючого даху, пов'язану з відхиленням від направляючої осі, можливо пояснити деформуванням стінки та днища РВС унаслідок його нерівномірного осідання, а також неякісним виконанням монтажних операцій. При періодичності операцій заповнення – спорожнення, осідання основи резервуара залежно від характеристик ґрунту може досягати декількох сантиметрів. Взимку величина осідання зменшується, а навесні, коли сонячні промені підігрівають основу з одного боку значно більше, ніж з іншого, може відбутися нерівномірне осідання основи. Багаторічна експлуатація резервуару при періодичних осіданнях основи викликає значне перенапруження та нерівномірні деформації конструкції.

Деформація корпусу резервуару, в свою чергу, часто призводить до відхилення направляючих стояків від вертикалі. В результаті плаваючий дах може бути заклинений між направляючими стояками, а при відкачці продукції

з РВС зависнути у горі. Довільний зрив покриття вниз після зависання може стати причиною руйнування плаваючого даху чи утворення пожежі (вибуху) через випадкову іскру.

Загалом будь-які ушкодження резервуарів з вуглеводневою продукцією, особливо зі скрапленим газом, можуть призвести до втрати герметичності та виникненню вибухонебезпечної ситуації, що потенційно збільшує ризики виникнення масштабної техногенної катастрофи. Окремо поза класифікацією слід виділити випадки руйнування резервуарів через підпали та диверсії.

1.5. Систематизація причин виникнення аварій резервуарів і резервуарних парків

Сьогодні РВС є одними із найбільш небезпечних серед промислових споруд. Це пов'язано із рядом причин: 1) висока пожежна та вибухова небезпечність продукції, яка в них зберігається; 2) велика довжина зварних швів конструкції, яку важко повністю контролювати; 3) недосконалість геометричної форми, яка виникає ще на стадії гідравлічних випробувань резервуару; 4) значні переміщення стінок РВС як в процесі експлуатації, так і при технологічних операціях; 5) висока швидкість корозії елементів конструкції; 6) малоциклова втомленість окремих зон конструкції; 7) складний характер навантаження конструкції в зоні уторного шву.

На рис. 1.40 подана класифікація аварій за імовірністю їх виникнення.



Рис. 1.40 – Класифікація аварій за імовірністю їх виникнення

Класифікація основних пошкоджень резервуарів зведена до таблиці (див. рис. 1.41), а системна класифікація причин руйнування РВС великого об'єму подана на рис. 1.42.

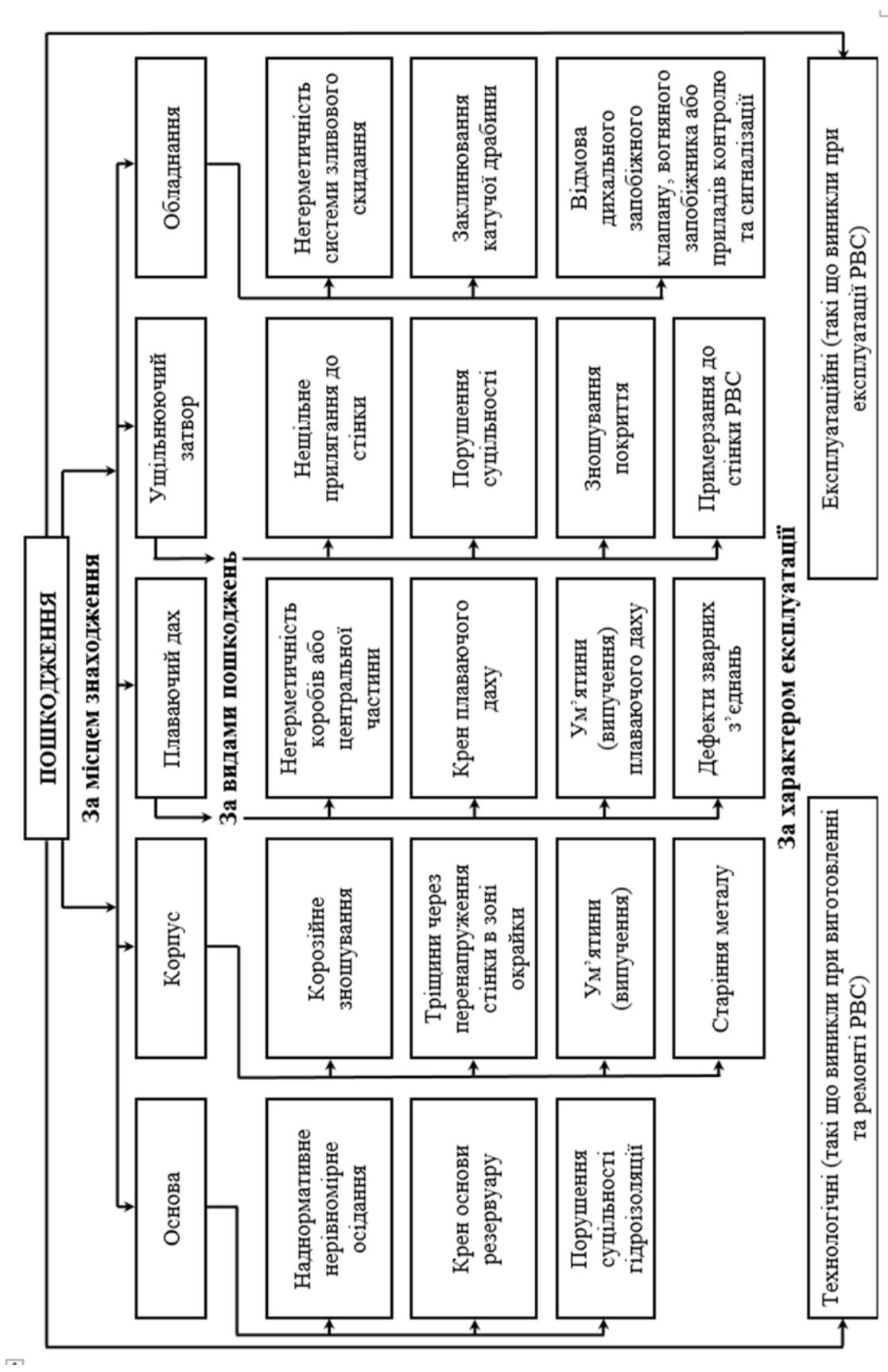


Рис. 1.41 – Класифікація основних пошкоджень резервуарів

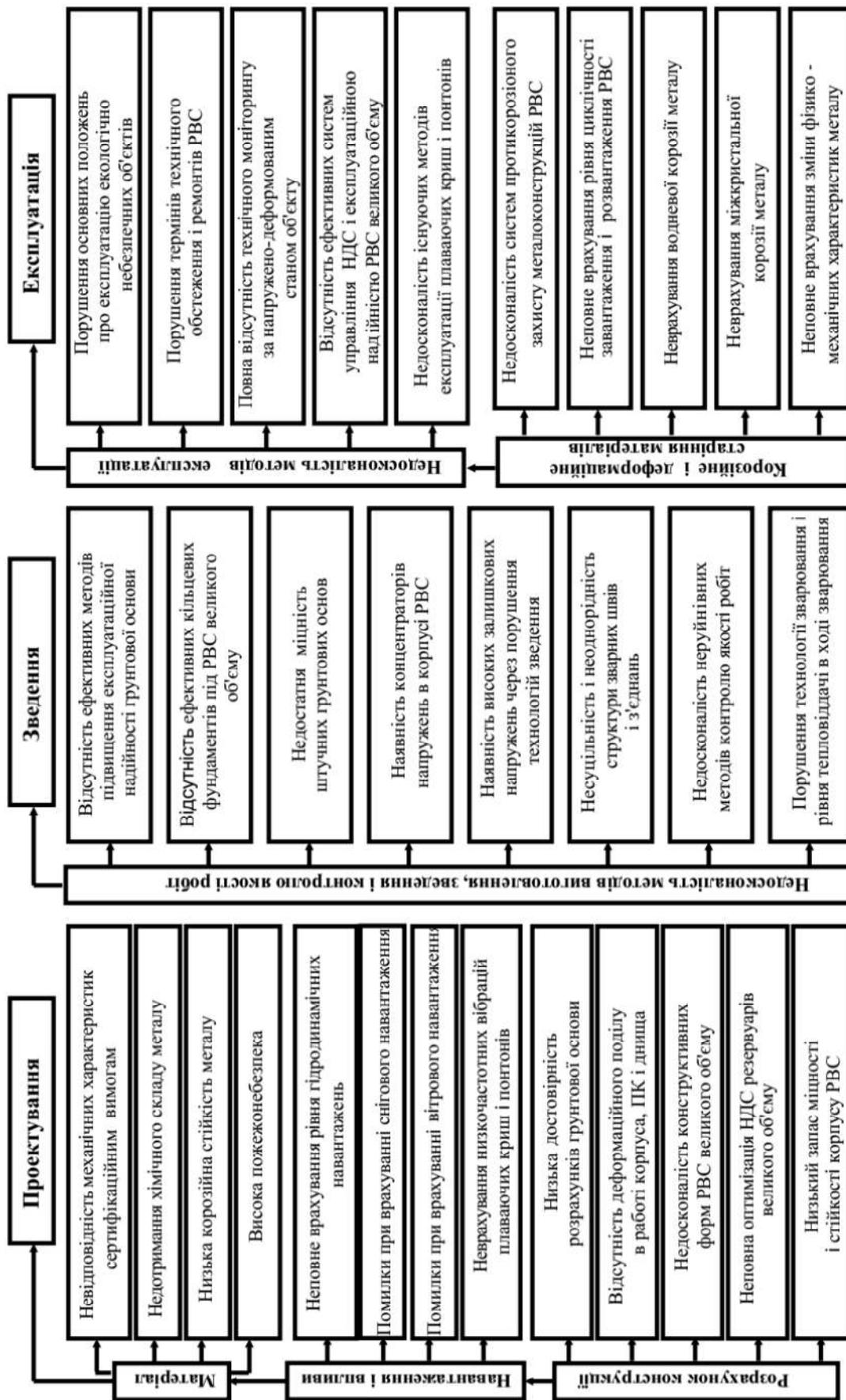


Рис. 1.42 – Системна класифікація причин руйнування РВС великого об'єму

За матеріалами діагностичних обстежень, яке охопило понад 300 резервуарів ємністю від 5 тис. м³ до 50 тис. м³, проведено аналіз найбільш характерних ушкоджень (рис. 1.43). Зокрема, встановлено, що найбільш небезпечними є дефекти корпусу резервуару, особливо в зоні з'єднання його стінки та днища (зона уторного шву).

На стадії експлуатації усі причини руйнування РВС можливо умовно поділити на: 1) причини, пов'язані з проявами конструктивних і технологічних недосконалостей, закладених в ході їх проектування та зведення; 2) причини, зумовлені виникненням неприпустимо великих абсолютних і нерівномірних деформацій ґрунтової основи, які були не враховані при проектуванні та гідровипробуваннях; 3) причини, пов'язані з циклічними завантаженням та розвантаженням споруди та відповідними з цим процесами старіння та корозії металу резервуару; 4) форс-мажорні обставини, пов'язані зі стихійними лихами (землетрусами, цунамі, атмосферними явищами, тощо) та людським фактором.

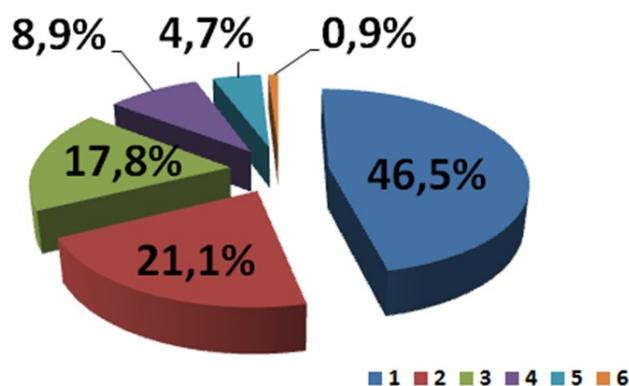


Рис. 1.43 – Класифікація домінуючих причин руйнування резервуарів:
1 – великі та нерівномірні осідання ґрунтової основи; 2 – наявність концентратора напружень у несучих і огорожувальних конструкціях через недосконалість конструкції та технології зведення; 3 – наявність низькочастотної вібрації та нерівномірного завантаження плаваючого даху; 4 – невідповідність матеріалу сертифікаційним вимогам; 5 – порушення технології виготовлення та зведення; 6 – грубі помилки в аналітичних розрахунках і проектуванні РВС

За результатами аналізу понад 216 аварій резервуарів, усі виділені причини руйнування РВС (без форс-мажорних обставин) [1] представлені наступним чином (рис. 1.44).

Окремо слід зазначити аналіз аварій РВС, які відбулися з 1965 по 1995 рр. (рис. 1.45) та з 2002 року по 2010 рр. (рис. 1.46) за [53]. Найбільш масовими стали технологічні ушкодження, які при довготривалій експлуатації РВС можуть перерости в домінуючі пошкодження, які в подальшому призведуть до аварій та руйнування споруди.

Причини руйнування РВС великого об'єму можливо систематизувати на стадії їх проектування, зведення та експлуатації. При проектуванні РВС на рівень їх експлуатаційної надійності та безаварійності активно впливають: 1) достовірність в оцінюванні рівня експлуатаційного навантаження та зовнішніх впливів на об'єкт; 2) адекватність

математичних моделей, які використовують для оцінювання міцності, стійкості та працездатності вибраних несучих і огорожувальних конструкцій резервуару; 3) ефективний вибір робочих марок сталі.

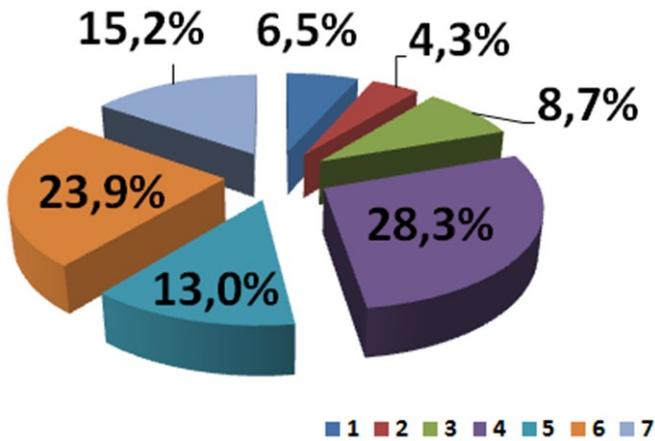


Рис. 1.44 – Основні причини руйнування резервуарів: 1 – порушення технології ремонту; 2 – корозія; 3 – порушення технології проведення гідровипробувань; 4 – неякісне виконання зварювальних робіт; 5 – нерівномірне осідання основи; 6 – порушення правил експлуатації; 7 – порушення технології виготовлення конструктивних елементів та їх монтажу

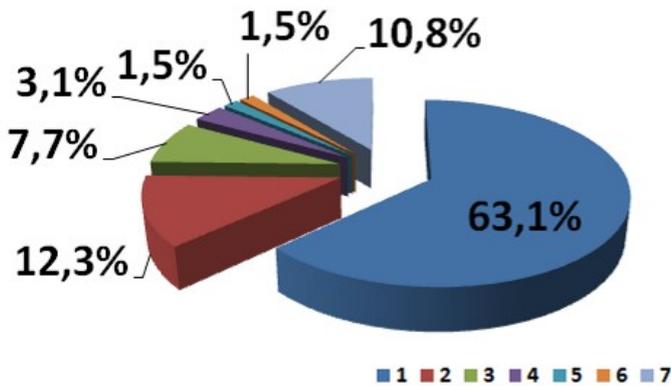


Рис. 1.45 – Причини аварій в період з 1965 р. по 1995 р.: 1 – крихке руйнування; 2 – вибух та пожежа; 3 – утворення вакууму; 4 – корозійне зношення; 5 – просідання основи; 6 – ураганний вітер; 7 – інші причини

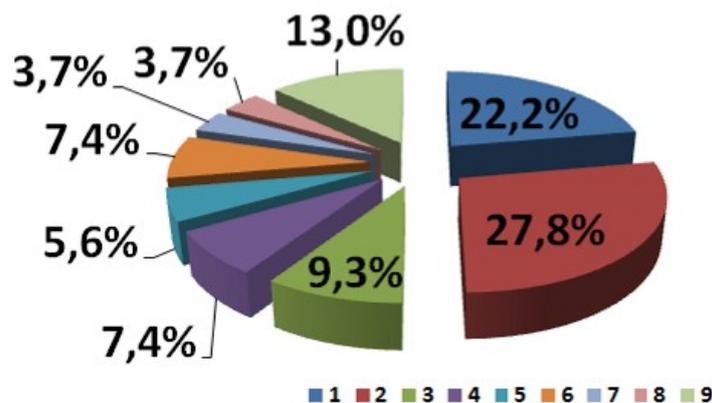


Рис. 1.46 – Причини аварій в період з 2002 р. до 2010 р.: 1 – недотримання правил промислової безпеки при проведенні підготовчих робіт по зачистці резервуару; 2 – порушення правил промислової безпеки при експлуатації РВС; 3 – виконання вогневих робіт на працюючому резервуарі, що стало наслідком пожежі; 4 – крихке руйнування стінки РВС; 5 – нерівномірне осідання днища резервуару; 6 – пожежа при потраплянні блискавки в РВС; 7 – руйнування елементів резервуару від снігового навантаження (помилка при проектуванні); 8 – порушення умов гідровипробувань, які призвели до недопустимих деформацій РВС; 9 – аварії чи пожежі від невстановлених причин

На стадії зведення причини руйнування РВС дуже часто пов'язані з недосконалістю методів та технологій виготовлення, монтажу та контролю якості виконаних робіт, а також з несвідомим створенням різного роду концентраторів напружень у несучих елементах резервуару, як при його конструюванні, так і під час зведення.

Висновки за розділом 1

1. Аварії РВС, як правило, супроводжуються розливом величезних мас рідини та викликаних цим пожеж, що призводить до техногенних катастроф, порушень нормальної експлуатації, а також до значного забруднення навколишнього середовища.

2. При експлуатації РВС можуть виникати види аварійних ситуацій: викид небезпечних речовин в оточуюче виробниче середовище без їх підпалу; пожежа розлитої горючої рідини; вибух паливо-повітряної суміші на відкритому просторі; відкрита пожежа палива всередині резервуару. Найбільш небезпечним фактором є гідродинамічне витікання палаючої рідини (нафтопродукту), яка зберігалася в РВС.

3. При довготривалій експлуатації технологічного обладнання неминуче виникають пошкодження чи порушення працездатності його елементів навіть при відсутності дефектів виготовлення та дотримання правил експлуатації. Найбільш розповсюдженими причинами аварійних випадків при експлуатації резервуарів є корозія матеріалу (нижньої і верхньої частин корпусу, днища та покрівлі), яка складає до 30 % основних дефектів та дефекти зварних швів. Небезпека корозійного зношення посилюється й тим фактором, що продукти корозії потрапляють у нафтопродукти, і це призводить до їх забруднення та втрати якості.

4. Друга за розповсюдженням причина аварій РВС – виникнення та розвиток тріщин, мікротріщин й інших дефектів у зварних швах їх конструктивних елементів. Значний відсоток аварій пов'язано з дефектами матеріалу конструктивних елементів резервуару. Крім тріщин і мікротріщин можливі й інші види дефектів зварного з'єднання: пори, свищі, поверхневі пори, усадочні раковини, наявність твердих та шлакових включень, наплавлення, непроварювання, підріз, наплив, пропалювання.

5. Геотехнічний фактор, як правило, має значний вплив на розвиток і зародження аварійної ситуації, навіть в тих випадках, коли формально причиною аварії вважаються інші чинники. Нерівномірне осідання та локальні осідання за периметром днища РВС відбуваються внаслідок нерівномірного ущільнення ґрунтів основи, а також через можливі помилки при проектуванні чи виконанні будівельно-монтажних робіт.

6. Для попередження виникнення аварійної ситуації слід проводити систематичні спостереження за розвитком осідань резервуарів з тим, щоб можна було вжити своєчасних відповідних заходів із забезпечення їх нормальної експлуатації.

7. Техногенні аварії, які відбулися за останні 100 років показують наскільки критичні пошкодження можуть бути нанесені спорудам для зберігання палива в результаті землетрусів, що в свою чергу може викликати значну втрату продукції, яка в них міститься, що потенційно викликає небезпеку екологічної катастрофи. Крім аварій, пов'язаних із землетрусами та викликаними ними цунамі, поширені й аварії, пов'язані з такими атмосферними явищами, як урагани та блискавки. Також до аварій, пов'язаних з природними явищами, слід віднести аварії плаваючого даху, які в більшості випадків відбуваються в зимовий чи весняний періоди, під час заповнення – спорожнення РВС.

8. Причини руйнування РВС великого об'єму систематизовано на стадії їх проектування, зведення та експлуатації. При проектуванні РВС на рівень їх експлуатаційної надійності та безаварійності активно впливають: 1) достовірність в оцінюванні рівня експлуатаційного навантаження та зовнішніх впливів на об'єкт; 2) адекватність математичних моделей, які використовують для оцінювання міцності, стійкості та працездатності вибраних несучих і огорожувальних конструкцій резервуару; 3) ефективний вибір робочих марок сталі та контроль відповідності стандартам. На стадії зведення причини руйнування РВС часто пов'язані з недосконалістю методів і технологій виготовлення, монтажу та контролю якості виконаних робіт, а також з несвідомим створенням різного роду концентраторів напружень у несучих елементах резервуару, як при його конструюванні, так і під час зведення. Причинами руйнування РВС при їх експлуатації є природні стихійні лиха й техногенні катастрофи.

Список використаних літературних джерел до розділу 1

1. Энергоекoлогична безпека нафтогазових об'єктів / Р.М. Годвяк, Я.М. Семенчук, Л.Б. Чабанович, Б.І. Шеліковський, Г.М. Кривенко. – Івано-Франківськ: Лілея-НВ, 2007. – 556 с.

2. Тенденции в развитии комплексных требований к резервуарам нефти (зарубежный опыт) / А.М. Бордовский, Б.М. Медник, Ю.В. Радыш, А.А. Цвигун. – К.: Основа, 2000. – 2008 с. – ISBN 966-7233-30-8.

3. Чернова О.Т. Спорудження газосховищ і нафтобаз: навчальний посібник / О.Т. Чернова. – Івано-Франківськ: ІФНТУНГ, 2014 – 476 с. ISBN 978-966-694-203-9.

4. Vasilyev A.V. Method and approaches to the estimation of ecological risks of urban territories / A.V. Vasilyev // Safety of Technogenic Environment. – 2014. – №6. – С. 43 – 46.

5. Сучков В.П. Актуальные проблемы обеспечения устойчивости к возникновению и развитию пожара технологий хранения нефти и нефтепродуктов / В.П. Сучков // Транспорт и хранение нефтепродуктов. – Вып. 3. – М.: ЦНИИТЭнефтехим, 1995. – 36 с.

6. Прусенко Б.Е. Анализ аварий и несчастных случаев в нефтегазовом комплексе России / Б.Е. Прусенко, В.Ф. Мартынюк. – М.: ООО «Анализ опасностей», 2002. – 312 с.

7. Алекина Е.В. Анализ и прогнозирование развития аварийных ситуаций при эксплуатации вертикальных цилиндрических резервуаров / Е.В. Алекина, И.И. Бузуев // Изв. Самарского научного центра РАН. – 2016. – №4 – 5. – С. 876 – 880.

8. Информационный бюллетень Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору за 2004 – 2015 г. [Электронный ресурс] // РОСТЕХНАДЗОР [официальный веб портал]. Режим доступа: http://www.gosnadzor.ru/public/annual_reports.

9. The Buncefield Incident 11 December 2005 // The final report of the Major Incident Investigation Board. – Vol. 1.

10. The Buncefield Incident 11 December 2005 // The final report of the Major Incident Investigation Board. – Vol. 2.

11. На території палаючої нафтобази було 14 тисяч тон нафтопродуктів – Турчинов // Українська правда. – 09.06.2015, 11:21. – Режим доступу: <https://www.pravda.com.ua/news/2015/06/9/7070699/>, вільний.

12. Пожежа на паливній базі під Києвом: горять вже чотири резервуари // 112. UA. – 08.06.2015, 19:26. – Режим доступу:

<https://ua.112.ua/golovni-novyni/pozhezha-na-palyvnii-bazi-pid-kyievom-horiat-vzhe-chotyry-rezervuary-235492.html>, вільний.

13. Пожежа на нафтосховищі під Києвом спалахнула з новою силою // 24 канал. – 09.06.2015, 07:55. – Режим доступу:

https://24tv.ua/pozhezha_na_naftoshovishhi_pid_kiyevom_spalahnula_z_novoju_siloyu_n582797, вільний.

14. На нафтобазі на Київщині продовжують горіти лише три резервуари – ДСНС // Радіо Свобода. – 09.06.2015, 18:23. – Режим доступу:

<https://www.radiosvoboda.org/a/news/27062599.html>, вільний.

15. На нафтобазі під Києвом прогрімів черговий вибух // UNN Українські національні новини. Інформаційне агентство. – 10.06.2015, 07:35. – Режим доступу: <https://www.unn.com.ua/uk/news/1472193-na-naftobazi-pid-kiyevom-progrimiv-chergoviy-vibukh>, вільний.

16. Рятувальники пояснили, що за «вибух» стався вранці на нафтобазі під Васильковим // ТСН. – 10.06.2015, 12:31. – Режим доступу:

<https://tsn.ua/ukrayina/ryatuvalniki-poyasnili-scho-za-vibuh-stavsya-vranci-na-naftobazi-pid-vasilkovom-436257.html>, вільний.

17. На нафтобазі під Києвом стався прогнозований вибух // Українська правда. – 11.06.2015, 01:16. – Режим доступу:

<https://www.pravda.com.ua/news/2015/06/11/7070872/>, вільний.

18. Поступово згасає пожежа на нафтобазі під Києвом // 5 канал. – 12.06.2015, 08:39. – Режим доступу: <https://www.5.ua/kyiv/postupovo-zghasaie-pozhezha-na-naftobazi-pid-kyievom-83617.html>, вільний.

19. Нафтобаза під Києвом знову горить // Українська правда. – 13.06.2015, 12:55. – Режим доступу: <https://www.pravda.com.ua/news/2015/06/13/7071136/>, вільний.

20. Ухвала Деснянського районного суду міста Києва від 14 вересня 2018 р. по справі № 754/8602/18 // Єдиний державний реєстр судових рішень. – Режим доступу: <http://www.reyestr.court.gov.ua/Review/76467303>, вільний.

21. Аваков детально і без емоцій розповів про масштабну пожежу під Васильковим // ТСН. – 12.06.2015, 15:40. – Режим доступу:

<https://tsn.ua/kyiv/avakov-detavno-i-bez-emociy-rozpoviv-pro-masshtabnu-pozhezhu-pid-vasilkovom-437937.html>, вільний.

22. Причина вибуху на нафтобазі – недотримання норм будівництва, – ДСНС // Еспресо TV. – 09.06.2015, 12:08. – Режим доступу:

https://espreso.tv/news/2015/06/09/prychyna_vybukhu_na_naftobazi_ne_dotrymannya_norm_budivnyctva_dsns, вільний.

23. Сафина И.С. Оценка технического состояния резервуаров вертикальных стальных / И.С. Сафина, П.А. Каузова, Д.А. Гуцин // ТехНадзор. – 2016. – №3 (112).

24. Хоперский Г.Г. Исследование напряженно-деформированного состояния стенки резервуара при неравномерных осадках основания: Дисс. канд. техн. наук / Г.Г. Хоперский. – Тюмень: ТюмГНГУ, 1998. – 197 с.

25. Тарасенко М.А. Анализ результатов дефектоскопии коррозионных повреждений резервуаров / М.А. Тарасенко, П.Ф. Сильницкий, А.А. Тарасенко // Изв. высших учебных заведений. Нефть и газ. – 2010. – №5. – С. 78 – 82.

26. Обоснование технологических решений при проектировании защиты основания и фундамента резервуара от воды при работе системы аварийного орошения / А.А. Грученкова, Е.В. Кузовников, А.Е. Шарков, А.А. Тарасенко, П.В. Чепур // Фундаментальные исследования. – 2016. – №5. – С. 454 – 458.

27. Диагностирование объектов нефтегазовой промышленности: учеб. пособие / Н.А. Быстрова, В.М. Кушнаренко, Д.И. Галкин и др. – М.: МГТУ им. Н. Э. Баумана. – 2013. – 231 с.

28. Купреишвили С.М. Разрушения в процессе эксплуатации вертикальных цилиндрических резервуаров со стационарной крышей / С.М. Купреишвили // Резервуаростроение: Сб. науч. тр. к 125-летию ЦНИИПСК им. Мельникова – М.: Наука. – 2005. – С. 8 – 14.

29. Андреев Я.М. Обеспечение эксплуатационной надежности резервуаров севера путем повышения выявляемости плоскостных дефектов: Дисс. ... канд. техн. наук / Я.М. Андреев. – Якутск: Институт физико-технических проблем Севера им. В. П. Ларионова, 2017. – 129 с.

30. Фундаменты стальных резервуаров и деформации их оснований / П.А Коновалов, Р.А. Мангушев, С.Н. Сотников, А.А. Землянский, А.А. Тарасенко // Научное издание. – М.: АСВ. – 2009. – 336 с.

31. Большаков Н.В. Осадка фундаментов при сооружении объектов нефтегазовой промышленности на слабых грунтах / Н.В. Большаков, А.С. Гохман. – М.: ВНИИСТ, 1972. – 69 с.
32. Бородавкин П.П. Ремонт металлических резервуаров: научно-техн. обзор / П.П. Бородавкин, Ю.К. Садырин // – М.: ВНИИОЭНГ, 1967. – 76 с.
33. Буренин В.А. Исследование влияния неравномерных осадок на напряженно-деформированное состояние стального вертикального цилиндрического резервуара: Дисс. ... канд. техн. наук / В.А. Буренин. – Уфа, 1980. – 157 с.
34. Галеев В.Б. Напряженно-деформированное состояние резервуаров, построенных на слабых переувлажненных грунтах: Дисс. ... докт. техн. наук / В.Б. Галеев. – Тюмень, 1987. – 668 с.
35. Любушкин В.В. Исследование осадки основания и напряженного состояния днища стального вертикального резервуара: Дисс. ... канд. техн. наук / В. В. Любушкин. – Уфа, 1979. – 229 с.
36. Тарасенко А.А. Разработка научных основ методов ремонта вертикальных стальных резервуаров: Дисс. ... докт. техн. наук. / А.А. Тарасенко. – Тюмень, 1999. – 299 с.
37. Ямамото С. Напряжения и деформации, образующиеся в цилиндрических резервуарах вследствие неравномерного оседания основания / С. Ямамото, К. Кавано // Перевод с японского языка статьи из журнала «Нихои Кикай Гаккайси», 1977. – Т. 80. – №703. – С. 534 – 539 / ВЦП №А-49231. – 18 с.
38. Clarke J.S. Survey of Oil Storage Tanks / J.S. Clarke // Annales de L'Institut Belge du Petrole. – № 6. – 1969. – P. 15.
39. DeBeer E.E. Foundation Problems, of Petroleum, Tanks / E.E. DeBeer // Annales de L'Institut Belge du Petrole. – № 6. – 1969. – P. 25 – 40.
40. Penman A.D. M. Soil-Structure Interaction and Deformation Problems with Large Oil Tanks / A.D. Penman // Proc. of the Intern. Symposium on SoilStructure Interaction. – Vol. 1. – Jan., 1977. – University of Roorkee, Roorkee, India. – P. 521 – 526.
41. Sullivan R.A. Differential settlements of cylindrical oil tank. Proceedings / R.A. Sullivan, J.F. Nowircki // Conf. on Settlement of Structures. British Geotechnical Society. – Cambridge, 1974. – P. 402 – 424.
42. Selvaraju S. Vibro replacement stone columns for large steel storage tanks in Vietnam / S. Selvaraju, Z. Wei He, K. Weng Leong // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 2651 – 2654.
43. Чепур П.В. Напряженно-деформированное состояние резервуара при развитии неравномерных осадок его основания: Дисс. ... канд. техн. наук / П.В. Чепур. – М., 2015. – 181 с.
44. Тарасенко А.А. Эволюция взглядов на вопросы определения величины допустимых осадок резервуаров / А.А. Тарасенко, П.В. Чепур // Фундаментальные исследования. – М., 2014. – №12 (Ч. 1). – С. 67 – 84.

45. Marr W.A. J. of Geotechnical Engineering Division / W.A. Marr, J.A. Ramos, T.W. Lambe // Proc. of the American Society of Civil Engineers. – Vol. 108. – August 1982.

46. Чепур П.В. Исследование влияния величины выступа окрайки на напряженно-деформированное состояние вертикального стального цилиндрического резервуара при развитии неравномерной осадки наружного контура днища / П.В. Чепур, А.А. Тарасенко, Д.А. Тарасенко // Фундаментальные исследования. – №10. – Тюмень: ТюмГНУ, 2013 – С. 3441 – 3445.

47. Шигапов Р.Р. Обзор характерных аварий вертикальных цилиндрических резервуаров в результате землетрясений / Р.Р. Шигапов, О.А. Ковальчук // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений: научно-техн. журнал. – 2018. – №1. – М.: РАСС, 2018 – С. 14 – 19.

48. Goto Y. Tsunami Damage to Oil Storage Tanks / Y. Goto // 14th World Conf. on Earthquake Engineering. – 2008. – Beijing, China.

49. Akatsuka H. Fire of petroleum tank, etc. by Niigata earthquake / H. Akatsuka, H. Kobayashi // Failure Knowledge Database, Japan Science and Technology Agency. – 2008.

50. Campedel M. Analysis of major industrial accidents triggered by natural events reported in the principal available chemical accident databases / M. Campedel // Report EUR 23391 EN. – 2008.

51. Маршалл В. Основные опасности химических производств: пер. с англ. / В. Маршалл. – М.: Мир, 1989. – 672 с.

52. Necci A. Understanding Natech Risk Due to Storms / A. Necci, S. Girgin, E. Krausmann // Analysis, Lessons Learned and Recommendations JRC Technical Report EUR 29507 EN. – European Union, 2018.

53. Santella N. Petroleum and Hazardous Material Releases from Industrial Facilities Associated with Hurricane Katrina / N. Santella, L.J. Steinberg, H. Sengul // Risk Analysis. – 2010. – 30 (4). – P. 635 – 649.

54. Грозовой разряд // Журнал «Технадзор». – №5 (42). – 2010.

РОЗДІЛ 2 ПРОБЛЕМИ ТА ШЛЯХИ ЇХ ВИРІШЕННЯ ПРИ РОЗВИТКУ ТА МОДЕРНІЗАЦІЇ РЕЗЕРВУАРНОГО ПАРКУ УКРАЇНИ

2.1 Перспективи розвитку та модернізації резервуарного парку України

Сьогодення України тісно пов'язане з проблемами безпеки, від успішного та вчасного вирішення яких залежать стабільність і стійкість вітчизняної економіки, її здатність до розвитку та життєдіяльність держави. Здійснення господарської діяльності за умови постійної динаміки енергетичного ринку, глобалізації економіки, зростання конкуренції ставить перед країною вимоги щодо оперативного захисту своїх економічних інтересів шляхом гарантування енергетичної безпеки у системі стратегічного управління [1].

Вперше про проблеми енергетичної безпеки на пострадянському просторі згадали на початку 90-х минулого століття, як однієї зі складових економічної безпеки. В свою чергу, економічна безпека вимагає наявності у держави достатніх ресурсів для реалізації відтворюваних процесів у всіх сферах суспільно корисної праці, забезпечення незалежності національної економіки, стабільності суспільного ладу та можливостей самостійно формувати і здійснювати внутрішню та зовнішню політику.

Відтак енергетична безпека як одна зі складових національної безпеки виявляється, по-перше, як стан забезпечення держави енергоресурсами для реалізації відтворюваних процесів у національній економіці, що гарантує її повноцінну життєдіяльність, а по-друге, як стан безпеки енергетичного комплексу України. Враховуючи, що гарантування енергетичної безпеки є базовою потребою та важливим завданням української держави, її можливо розглядати як взаємозв'язок трьох складових: 1) розвиток паливно-енергетичного комплексу; 2) забезпечення потреб економіки та населення в енергоресурсах з урахуванням екологічних аспектів; 3) захист національних інтересів. У розрізі кожної зі складових виділяють критерії, які підлягають кількісному оцінюванню та надають можливість визначити тип поточного рівня енергетичної безпеки та її потенціал (рис. 2.1).

Науковці Національного інституту стратегічних досліджень пропонують таке визначення енергетичної безпеки України: спроможність держави забезпечити ефективне використання власної паливно-енергетичної бази; здійснити оптимальну диверсифікацію джерел і шляхів постачання в Україну енергоносіїв для забезпечення життєдіяльності населення та функціонування національної економіки у режимі звичайного, надзвичайного та воєнного стану; попередити різкі цінові коливання на паливно-енергетичні ресурси або ж створити умови для безболісної адаптації національної економіки до нових цін на ці ресурси [2, 3].

Згідно статистики [4] на сьогодні загальна довжина нафтопроводів в Україні складає 4767 км, кількість нафтоперекачувальних станцій – 51,

існує 11 резервуарних парків об'ємом 1,083 млн. м³; експлуатується 79 резервуарів різних конструкцій.

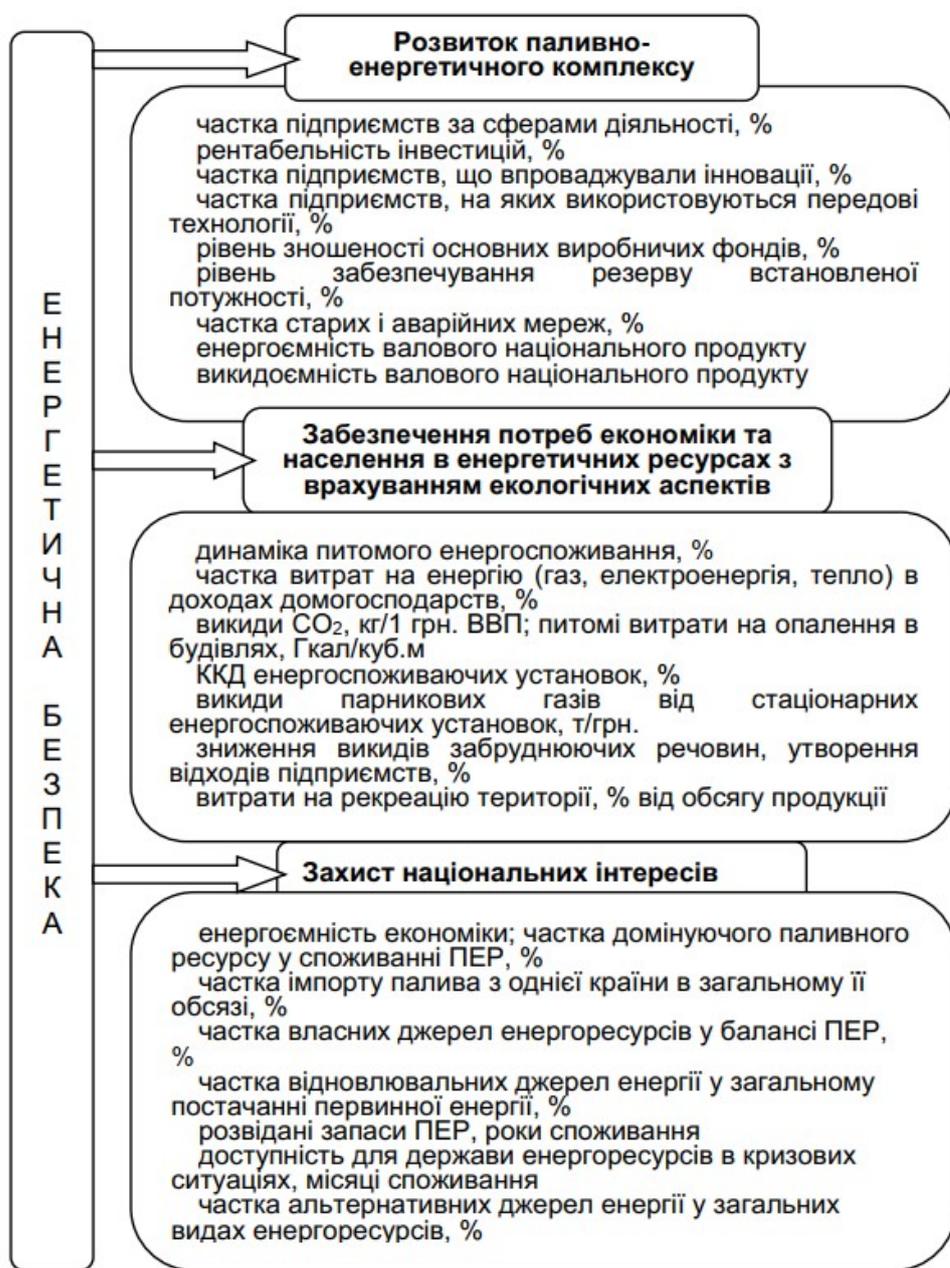


Рис. 2.1 – Критерії оцінювання енергетичної безпеки

Згідно з [5] Україна має проектну потужність переробки 63 млн. т/рік, з яких 3 млн. т/рік – орієнтовна розрахункова потужність нафтопереробних заводів (НПЗ) на 2018 р. з урахуванням сучасних стандартів Євро-5 на бензин і дизельне паливо та потужності вторинних процесів переробки нафти (рис. 2.2). Пропускна здатність нафтотранспортної системи: на вході – 114 млн. т/рік; на виході – 56,3 млн. т/рік. Термін експлуатації нафтопроводів складає від 20 до 44 років, і 90% з них відпрацювали свій амортизаційний період. Обладнання нафтотранспортної системи утримується в надійному стані, хоча є морально застарілим і потребує заміни чи модернізації, додаткових експлуатаційних витрат тощо.

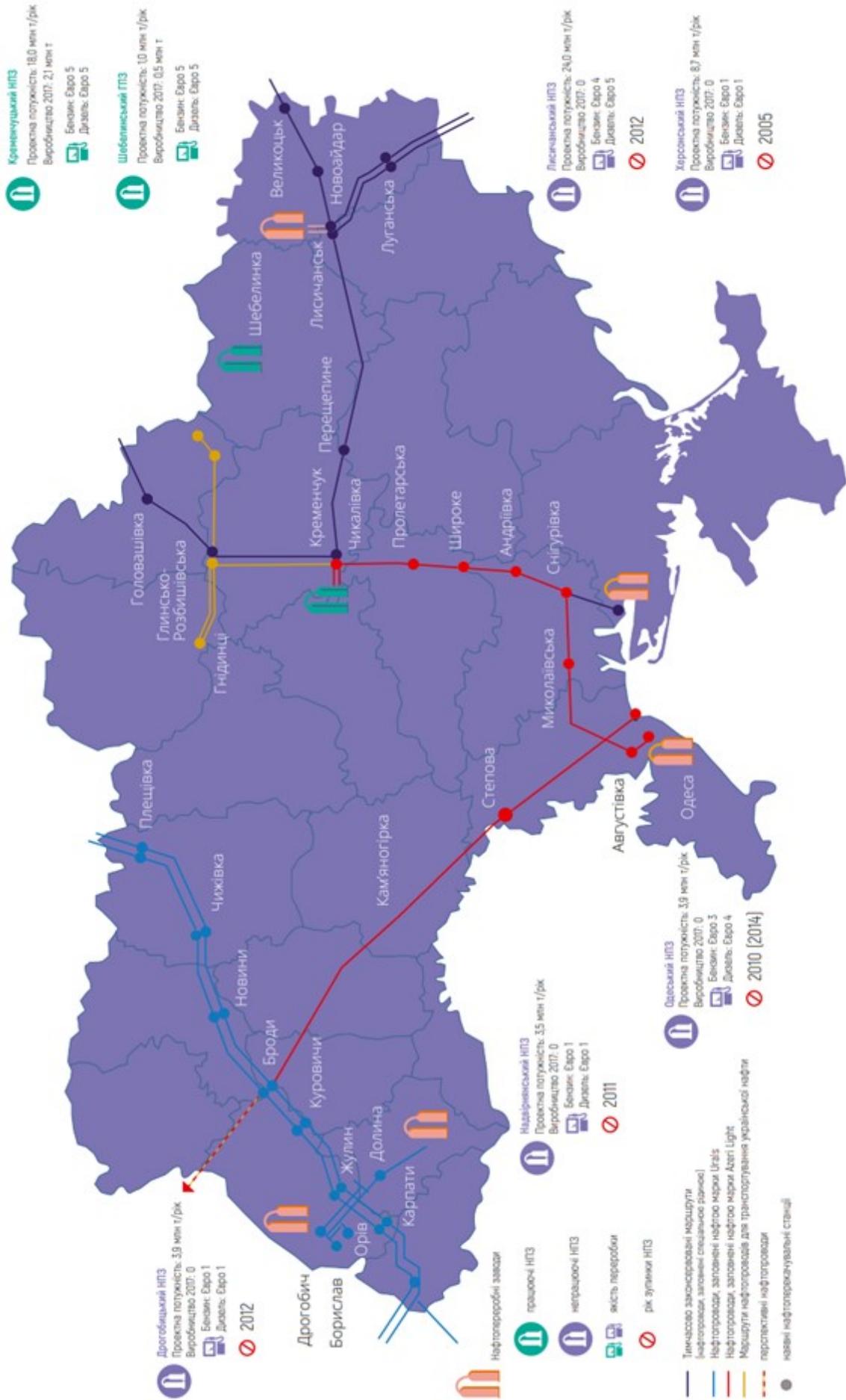
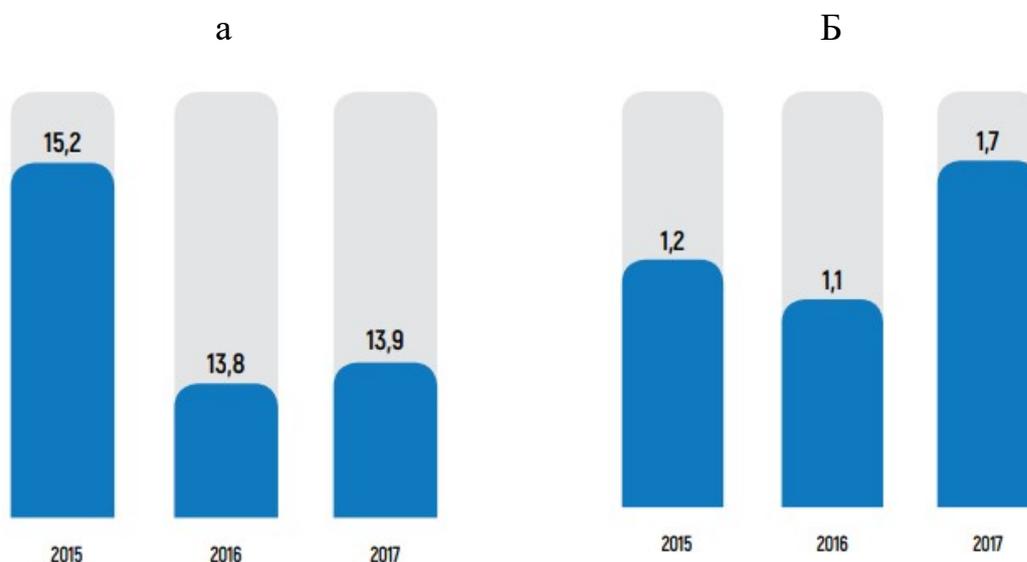


Рис. 2.2 – Система транспортування, переробки та зберігання нафти і нафтопродуктів в Україні

Обсяг транзиту нафти через територію України у 2017 р. порівняно з 2016 р. збільшився на 0,8% (рис. 2.3, а). Однак потужності системи магістральних нафтопроводів України на сьогодні значною мірою не використовуються. Головним чином це стосується нафтопроводів, призначених для поставок нафти для потреб вітчизняних нафтопереробних підприємств. Робота вітчизняних НПЗ є основним чинником забезпечення належного рівня завантаження значної частини магістральних нафтопроводів, які побудовані за часів колишнього СРСР саме для поставок нафти на Одеське, Кременчуцьке, Лисичанське та Херсонське нафтопереробні підприємства. Через їх зупинку, а також зниження переробки на Кременчуцькому НПЗ завантаження системи магістральних нафтопроводів суттєво знизилось. Обсяг транспортування нафти для НПЗ України за 2017 р. продемонстрував позитивну динаміку та перевищив показник 2016 р. на 64,1% (рис. 2.3, б)



**Рис. 2.3 – Обсяги транспортування сирої нафти [5]:
а – транзит; б – внутрішнє транспортування**

Збільшення обсягів транспортування нафти в напрямку НПЗ України пов'язане із початком транспортування нафти по маршруту Одеса – Кременчуцький НПЗ в березні 2017 р. Наприкінці 2016 р. Укртранснафта та Кременчуцький НПЗ досягли домовленості й уклали контракт на відновлення роботи маршруту Одеса – Кременчуцький НПЗ у 2017 р. зі щорічним обсягом транспортування нафти 1,3 млн. т. Головним позитивним чинником було збільшення обсягів транспортування для вітчизняних споживачів на 49% за рахунок нарощування постачання імпоротної сировини Кременчуцьким НПЗ та відповідно, відновлення маршруту Одеса – Кременчуцький НПЗ.

У 2017 р. в межах проекту «Збільшення впливу громадянського суспільства у моніторингу та політичному діалозі щодо реформ в енергетиці та суміжних секторах відповідно до імплементації Угоди про

Асоціацію», що здійснюється ГО DiXi Group спільно з Ресурсно-аналітичним центром «Суспільство і довкілля», ВГО «Громадянська мережа «Опора», Асоціацією «Європейсько-Українське енергетичне агентство» та ГО «Енергетична Асоціація України», а також за участі незалежних експертів була представлена стратегічна програма «Проблеми і перспективи створення в Україні нафтових резервів» [6].

Згідно з висновками цієї програми Україна є надзвичайно залежною від зовнішніх поставачань при забезпеченні її нафтопродуктами. Так станом на 2017 р., незважаючи на успіхи вітчизняних НПЗ в частині покращення якості нафтопродуктів, а саме повноцінного переходу на випуск нафтопродуктів класу Євро-5, внутрішній ринок продовжує бути залежним від імпортованих поставок готових нафтопродуктів. За рахунок політики протекціонізму країн Митного Союзу щодо своїх НПЗ і логістичної близькості НПЗ Білорусі, останні утримують високу частку на ринку України: близько 50% поставок автомобільних бензинів; 70% дизельного пального та скрапленого газу (рис. 2.4).

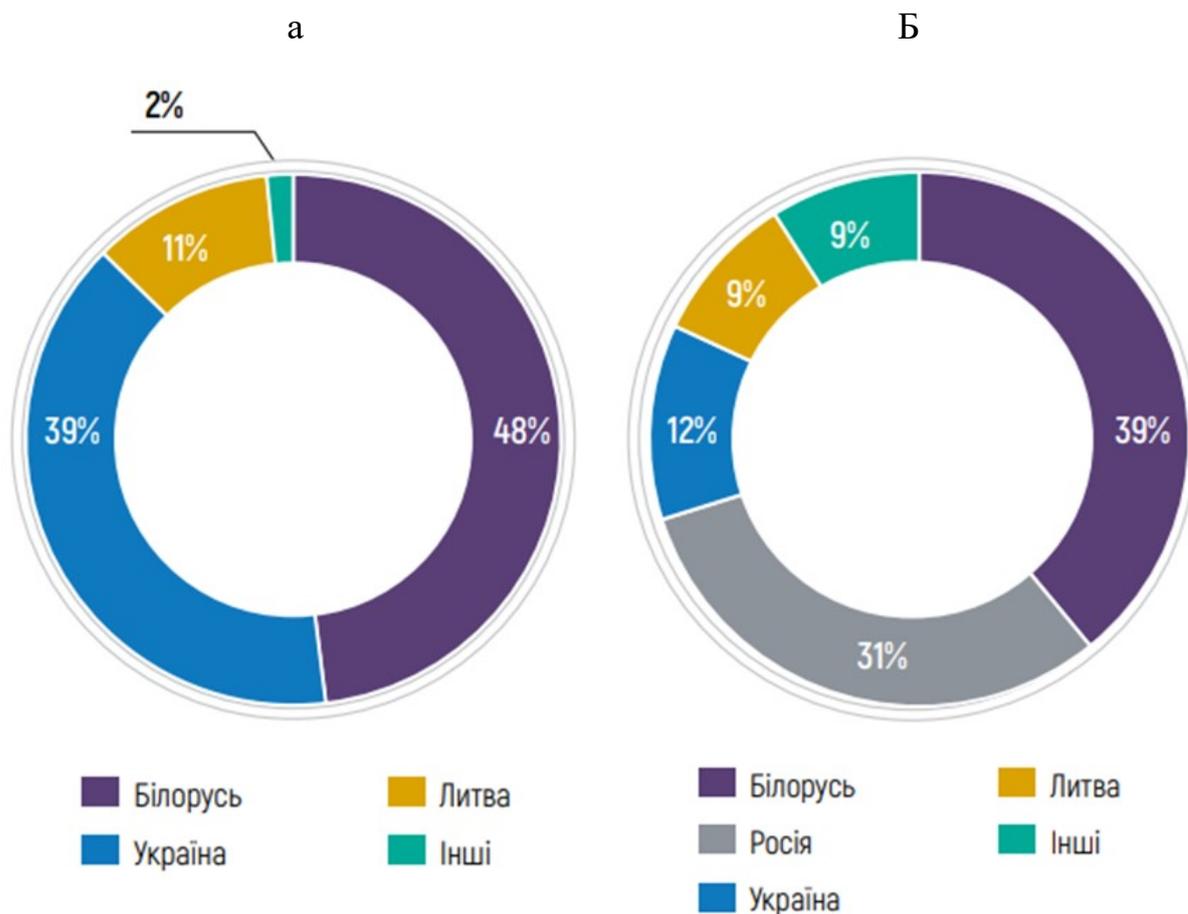


Рис. 2.4 – Структура поставок пального в Україну за країною походження у 2017 р. [5]: а – автомобільні бензини; б – дизельне пальне

Зважаючи на політичні реалії, існує небезпека блокування постачання нафтопродуктів з РФ та інших країн Митного Союзу. При цьому слід зазначити, що постачання палива з Литви проходить через територію

Білорусі і відповідно теж знаходиться під потенційною загрозою. Учасники українського паливного ринку не здатні оперативно збільшити постачання через нестачу обігових коштів і завищених ставок кредитування, що вже призвело до зменшення поточних запасів роздрібних операторів з 17 – 30 до 7 – 10 діб споживання [6]. Блокування постачань нафтопродуктів РФ може призвести до утворення в Україні їх дефіциту в обсязі 5 млн. т на рік, який можливо компенсувати за рахунок наявних резервів держави, операторів і споживачів лише на чверть, тоді як поточного запасу пального на внутрішньому ринку вистачить на 7 – 10 діб. Оскільки нафтопродукти є інфраструктурними товарами, їхня нестача призведе до кумулятивного зростання цін на товари та послуги, зменшення і так невисокої платоспроможності населення й посилення соціального невдоволення, насамперед у східних і південних регіонах країни.

В 2018 р. ситуація у зв'язку з політичними реаліями наближається до критичної. З огляду на таку потенційну небезпеку, необхідність імплементації в Україні Директиви Ради ЄС 2009/119/ЄС про зобов'язання держав членів підтримувати мінімальний рівень запасів сирової нафти та нафтопродуктів вбачається однією з актуальних задач для гарантування національної безпеки.

Директива Ради ЄС 2009/119/ЄС [7] про зобов'язання держав-членів підтримувати мінімальний рівень запасів сирової нафти та/або нафтопродуктів була ухвалена 14 вересня 2009 р. Нею було запроваджено механізми та процедури, що дозволяють зменшити ризики, насамперед для транспортного сектору й хімічної промисловості, у випадку переривання чи обмеження постачань нафти й нафтопродуктів.

Директива 2009/119/ЄС передбачає ухвалення належних законів, підзаконних актів й адміністративних положень для забезпечення збереження на постійних засадах фізично доступних резервів сирової нафти та/чи нафтопродуктів в обсягах, які щонайменше еквівалентні найбільшій кількості, представлений або 90 днями середньодобового імпорту нетто, або 61 днем середнього внутрішнього добового споживання.

Зазначені резерви дозволено зберігати у вигляді екстрених і спеціальних резервів. Екстрені резерви – резерви нафти, що зберігаються кожною державою членом. Спеціальні резерви – це нафтові резерви, мінімальний рівень яких визначається в розмірі кількості днів середнього внутрішнього добового споживання, і складається з однієї або декількох категорій таких продуктів: етан, скраплений нафтовий газ, автомобільний бензин, авіаційний бензин, пальне для реактивних двигунів, інші види керосину, дизельне паливо, нафтове паливо, уайт-спірит та спеціальні бензини, мастильні матеріали, бітум, парафіни, нафтовий кокс.

За повідомленнями Держкомрезерву України [8] зараз ведеться робота над нормативно-правовою базою створення нафтових резервів, засобами їх фінансування, зберігання, управління процесами їх функціонування та використання. З досвіду європейських країн та особистостей українських реалій, експерти Держкомрезерву вважають доцільним для України брати

за основу словацьку модель створення стратегічних запасів. Заключним етапом проекту з впровадження в Україні європейського досвіду повинен стати фінальний звіт Держкомрезерву, а приступити до реального створення запасів нафти та нафтопродуктів передбачається завершити до кінця 2022 р.

В проекті передбачено створення у кожному регіоні енергетичного резерву з урахуванням структури енергоспоживання та різного часу сезонних навантажень зі збереженням функцій держави з управління ними в особливий період. Потрібно сформувавши інфраструктуру резервів нафти і нафтопродуктів з урахуванням потреб регіонів, а також наявного на їхній території резервуарного парку нафтовидобувних, нафтотранспортних і нафтопереробних підприємств, морських і залізничних терміналів, підприємств нафтопродуктозабезпечення, відомчих нафтобаз тощо.

Нафтові резерви за регіонами розподілені таким чином: 1) у західному – 27%; 2) у північному – 23%; 3) у центральному – 20%; 4) у східному – 17%; 5) у південному регіоні – 13%. Для зберігання палива можливо використати потужності учасників ринку, зокрема групи «Приват» (700 тис. т), резервуари Міноборони (до 900 тис. т), МНТ «Південний» (170 тис. т), ДП «Укртранснафтопродукт» (30 тис. т) і ПАТ «Укргазвидобування» (20 тис. т).

На підтримку цього проекту виступила також НАК «Нафтогаз України», яка в своїх задачах на 2018 р. зазначила готовність після визначення моделі функціонування МЗНН (мінімальні запаси нафти та нафтопродуктів), приступити до створення додаткової виробничої інфраструктури [5]. ПАТ «Укртранснафта» на своєму сайті повідомляє, що в межах реалізації цього проекту передбачається поетапна організація проектування та спорудження 4 резервуарів по 120 тис. м³ та 2 резервуарів по 50 тис. м³ для зберігання продукції нафтового сегменту МЗНН відповідно до технічних стандартів ЄС [4].

Зважаючи на це, найближчим часом існуюча система резервуарних парків буде значною мірою модернізована та розширена. При цьому особлива увага буде приділятися до зведення резервуарів великого об'єму (50 тис. м³ і більше).

2.2 Аналіз складних інженерно-геологічних умов України

Понад 80% території України віднесено до складних інженерно-геологічних умов, які стосовно конструктивно-технологічних рішень основ і фундаментів РВС для зберігання нафти і нафтопродуктів можливо умовно поділити на три схеми (рис. 2.5):

– лесові відклади потужністю 4 – 12 м у природному чи замкломому (з модулем деформації $E = 3 - 5$ МПа) стані, що підстилаються глинистими непросадочними ґрунтами (рис. 2.5, а);

– алювіальні слабкі ($E = 2 - 4$ МПа) відклади потужністю до 12 м, що підстилаються щільними пісками (рис. 2.5, б);

– ґрунтові відклади значної потужності (до 20 м), які в природному стані (звичайно $E = 6 - 10$ МПа) не можуть бути використані в якості природних основ резервуарів (рис. 2.5, в).

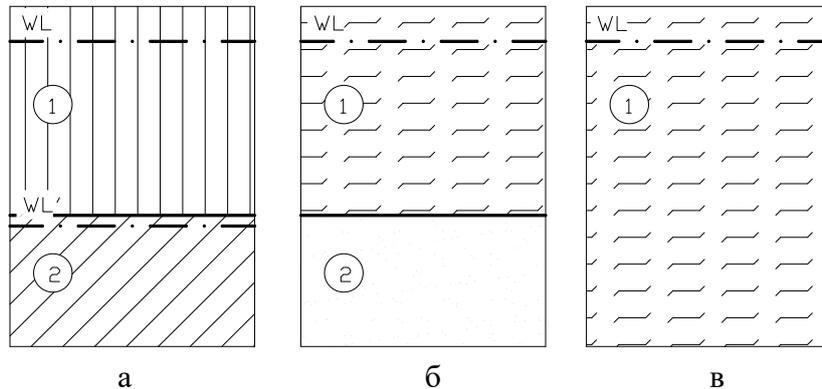


Рис. 2.5 – Схеми типових нашарувань ґрунтів: а – лесові відклади потужністю 4 – 12 м у природному чи замклому ($E = 3 - 5$ МПа) стані, що підстилаються глинистими непрasadочними ґрунтами; б – алювіальні слабкі ($E = 2 - 4$ МПа) відклади потужністю до 12 м, що підстилаються пісками; в – відклади значної потужності (до 20 м), які в природному стані ($E < 10$ МПа) не можуть бути використані в якості природних основ резервуарів

Розглядаючи несприятливі ґрунтові умови, відзначимо такі небезпечні явища: зсувні процеси; підтоплення; карстоутворення; просідання лесових ґрунтів.

Зсуви займають домінуюче положення серед екзогенних геологічних процесів (ЕГП) внаслідок значного поширення майже у всіх адміністративних областях, насамперед, у місцях інтенсивного господарського освоєння. Вони виникають на порівняно незначній площі, проте їх активізація має значні негативні наслідки через швидкоплинність їх розвитку та значні деформації і руйнування інженерно-господарських об'єктів. Головними природними чинниками активізації зсувів є метеорологічні, гідрологічні, гідрогеологічні, сейсмічні тощо.

Вплив господарської діяльності на розвиток зсувів пов'язаний з додатковим привантаженням, підрізкою схилів при будівництві, створенням динамічних навантажень на схили, обводненням зсувонебезпечних територій. Сучасна активізація зсувів, що розвиваються на схилах різного генезису, часто пов'язана з проявом супутніх процесів – ерозійного та абразійного. За останніми даними [9] на території України зафіксовано 22 948 зсувів, кількість їх змінюється за рахунок ліквідації (зрізання, зчищення), злиття окремих близько розташованих зсувних форм або внаслідок виявлення, або утворення нових (табл. 2.1, рис. 2.6).

Підтоплення є найбільш поширеним серед сучасних ЕГП, що проявляється як у природних умовах, так і під впливом техногенних чинників. Площі підтоплення в Україні сягають 89,062 тис. км² (14,7% території), в 4747 населених пунктів спостерігається підтоплення різної інтенсивності (рис. 2.7). У природних умовах схильність до підтоплення мають території найбільш понижені у геоморфологічному

відношенні (Волинська, Житомирська, Рівненська області, північна частина Київської). Тут під дією природних чинників сформувалась область регіонального високого положення рівнів ґрунтових вод. Рівні ґрунтових вод залягають на глибинах від 0 до 2,0 м, частіше 0,2 – 0,5 м. У Поліссі зосереджено майже 70% заболочених земель України, утворення яких відбувається внаслідок постійного надлишкового зволоження.

Таблиця 2.1 – Поширення зсувів на території України [9]

№ зп	Назва адміністративної одиниці (АО)	Площа АО тис. км ²	Зсуви (всього)		Активні зсуви		Зсуви на забудованій території	
			шт.	Площа, км ²	шт.	Площа, км ²	шт.	Площа, км ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	АР Крим*	27,0	1589	58,44	н.в.	н.в.	598	16,99
2	Вінницька	26,5	339	16,55	–	–	17	1,53
3	Волинська	20,2	–	–	–	–	–	–
4	Дніпропетровська	31,9	382	20,84	12	0,438	165	15,742
5	Донецька	26,5	189	9,03	87	3,82	39	4,65
6	Житомирська*	29,9	10	0,01	–	–	–	–
7	Закарпатська	12,8	3279	385,1	5	0,043	1947	72,97
8	Запорізька*	27,2	205	3,6	103	1,943	24	1,213
9	Івано-Франківська*	13,9	805	301,0	95	10,8	85	27,7
10	Київська	28,9	815	23,75	33	0,47	112	5,47
11	Кіровоградська*	24,6	140	3,04	12	0,22	18	0,33
12	Луганська*	26,7	770	6,62	78	1,63	38	0,37
13	Львівська	21,8	1347	292,6	20	0,42	162	4,62
14	Миколаївська	24,6	1152	9,04	н.в.	н.в.	51	0,4
15	Одеська	33,3	5836	66,3	20	1,0	156	1,01
16	Полтавська	28,8	824	63,9	–	–	116	8,95
17	Рівненська	20,1	–	–	–	–	–	–
18	Сумська*	23,8	567	7,44	3	0,01	30	1,1
19	Тернопільська*	13,8	117	11,74	24	1,15	38	3,8
20	Харківська	31,4	1615	40,3	–	–	68	4,95
21	Херсонська*	28,5	33	0,85	н.в.	н.в.	12	0,5
22	Хмельницька	20,6	424	20,96	–	–	41	2,1
23	Черкаська*	20,9	1033	33,99	161	4,61	281	13,74
24	Чернівецька	8,1	1468	760,2	151	49,8	570	295,4
25	Чернігівська*	31,9	9	0,027	–	–	1	0,04
Загалом по Україні		603,7	22948	2135,33	804	76,35	4569	483,575

* – області, де у 2016 р. не проводилися дослідження, дані відсутні чи надані за попередні роки



Рис. 2.6 – Поширення зсувів у межах України [9]



Рис. 2.7 – Поширення підтоплення у межах України [9]

Природно-техногенне підтоплення має місце в центральних і південних регіонах України (Дніпропетровська, Запорізька, Харківська,

Луганська, Донецька та на півночі Одеської, Миколаївської та Херсонської областей (табл. 2.2).

Таблиця 2.2 – Поширення підтоплення на території України [9]

№ з/п	Назва адміністративної одиниці	Площа адміністративної одиниці, тис. км ²	Площа підтоплення, тис.км ²	Кількість населених пунктів, в яких відмічене підтоплення, шт.
1	АР Крим*	27,0	0,039	204
2	Вінницька*	26,5	0,005	13
3	Волинська*	20,2	15,6	59
4	Дніпропетровська	31,9	7,26	925
5	Донецька*	26,5	1,66	371
6	Житомирська*	29,9	0,039	47
7	Закарпатська*	12,8	0,001	4
8	Запорізька*	27,2	0,01	248
9	Івано-Франківська*	13,9	–	–
10	Київська*	28,9	0,021	82
11	Кіровоградська*	24,6	0,057	52
12	Луганська	26,7	0,113	57
13	Львівська	21,8	0,249	36
14	Миколаївська*	24,6	17,033	761
15	Одеська*	33,3	20,575	983
16	Полтавська*	28,8	0,15	48
17	Рівненська*	20,1	14,49	157
18	Сумська*	23,8	0,07	17
19	Тернопільська*	13,8	–	16
20	Харківська*	31,4	0,122	68
21	Херсонська*	28,5	11,3	306
22	Хмельницька*	20,6	0,06	170
23	Черкаська*	20,9	0,062	64
24	Чернівецька*	8,1	–	23
25	Чернігівська*	31,9	0,146	36
Загалом по Україні		603,7	89,062	4747

* – області, де у 2016 р. не проводилися дослідження, дані відсутні чи надані за попередні роки

Баланс ґрунтових вод на таких територіях слабо порушений або порушений внаслідок збільшення їх живлення, що пов'язане зі зниженням природного дренажу території. Найбільш інтенсивно підтоплені території, що прилягають до заплав річок, ділянки в зонах впливу водосховищ і каналів, підроблені гірничими виробками, тощо.

Карст – особливо небезпечний екзогенний процес, який розвивається при взаємодії води з розчинними гірськими породами, що призводить до порушення стійкості території. Раптова активізація може призводити до виникнення миттєвих провалів або осідання земної поверхні.

На 74,2% території України поширені породи, здатні до карстоутворення. До найбільш поширених поверхневих форм відносяться воронки, западини, ніші. Розподіл карстопроявів і площ порід, що здатні до картування, подано в табл. 2.3. і на рис. 2.8.

Таблиця 2.3 – Поширення порід, здатних до карстування [9]

№ з/п	Назва адміністративної одиниці	Площа адмін. одиниці, тис. км ²	Площі поширення порід, що здатні до карстування, тис.км ²			Всього	Кількість карсто-проявів, шт.
			Тип карсту за характером покритості				
			відкри-тий	покри-тий	пере-критий		
1	АР Крим*	27,0	2,85	5,38	16,4	24,63	9594
2	Вінницька*	26,5	1,56	2,73	6,59	10,88	244
3	Волинська*	20,2	2,3	9,64	8,26	20,2	2016
4	Дніпропетровська*	31,9	–	1,55	16,08	17,63	3
5	Донецька	26,5	–	3,10	20,28	23,38	384
6	Житомирська*	29,9	–	–	0,55	0,55	81
7	Закарпатська*	12,8	0,001	–	2,68	2,68	24
8	Запорізька*	27,2	–	–	18,79	18,79	–
9	Івано-Франківська	13,9	–	2,57	7,72	10,29	1008
10	Київська*	28,9	–	0,01	18,79	18,80	–
11	Кіровоградська*	24,6	–	0,02	1,10	1,12	–
12	Луганська*	26,7	–	8,70	17,89	26,59	368
13	Львівська	21,8	0,04	7,92	9,83	17,79	2024
14	Миколаївська*	24,6	–	6,61	12,61	19,22	157
15	Одеська*	33,3	0,82	3,58	28,25	32,65	112
16	Полтавська*	28,8	–	–	26,81	26,81	11
17	Рівненська*	20,1	0,85	10,2	6,1	17,15	744
18	Сумська*	23,8	–	5,12	18,63	23,75	56
19	Тернопільська*	13,8	0,47	6,03	7,30	13,80	1371
20	Харківська*	31,4	–	4,15	27,19	31,34	11
21	Херсонська*	28,5	0,37	3,71	22,26	26,34	94
22	Хмельницька*	20,6	1,64	4,80	11,00	17,44	769
23	Черкаська*	20,9	–	–	7,37	7,37	–
24	Чернівецька*	8,1	0,38	0,39	6,39	7,16	357
25	Чернігівська*	31,9	–	1,47	30,33	31,80	2313
Загалом по Україні		603,7	11,281	87,68	349,2	448,16	21741

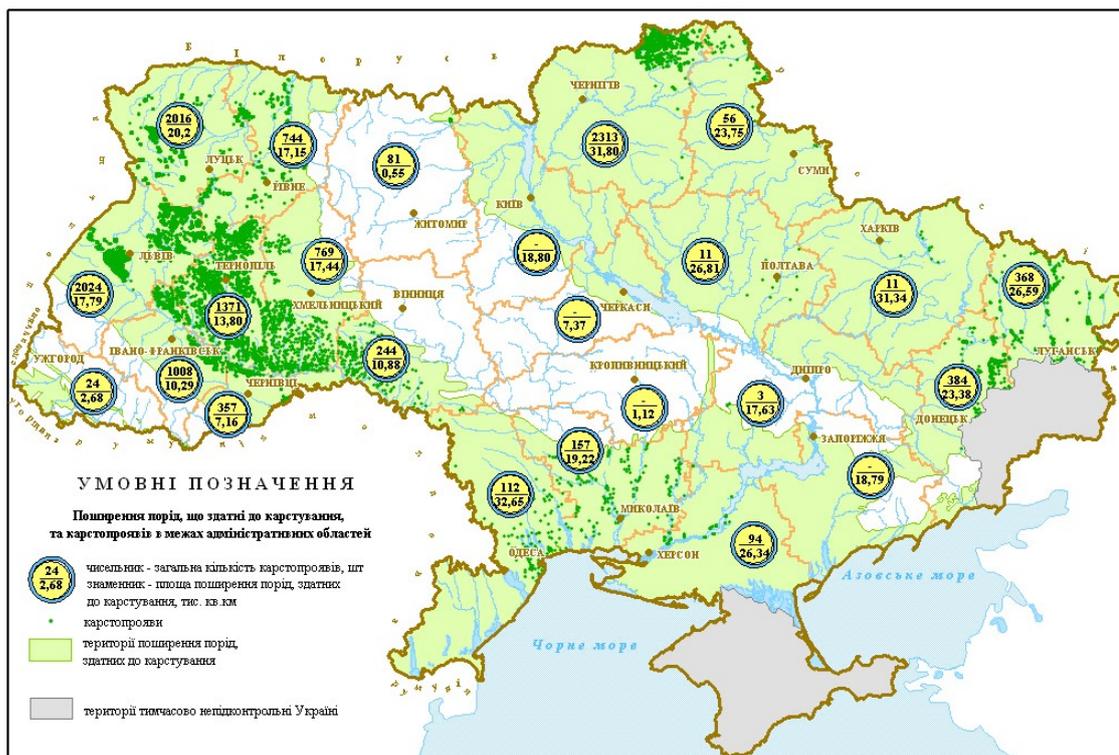


Рис. 2.8 – Поширення порід, здатних до карстування, у межах України [9]

Велика кількість карстових воронок спостерігається на ділянках поширення карсту відкритого типу, що займає 11,281 тис. км², (або 1,9 % від усієї території України), та покритого – 87,68 тис. км², (або 14,5 %).

Лесові та лесовані ґрунти поширені на площі 363,77 тис. км², що становить 60,3% території України, з них ті, що мають здатність до просідання, – 267,13 тис. км² або 44,25% площі країни (рис. 2.9, табл. 2.4).



Рис. 2.9 – Поширення лесових ґрунтів у межах України [9]

Таблиця 2.4 – Поширення лесових ґрунтів в Україні [9]

№ з/п	Адміністративне утворення	Площа адмін. утворення, тис. км ²	Лесові ґрунти, що здатні до просідання						Непросідаючі лесові ґрунти	
			> 5 см		< 5 см		Разом			
			тис.км ²	%	тис.км ²	%	тис.км ²	%	тис.км ²	%
1	АР Крим	27,00	0,184	0,7	3,35	12,4	3,534	13,1	8,15	30,2
2	Вінницька	26,50	0	0	19,63	74,1	19,63	74,1	2,03	7,7
3	Волинська	20,20	0	0	2,92	14,5	2,92	14,5	0	0
4	Дніпропетровська	31,90	14,95	46,9	7,32	22,9	22,27	69,8	2,99	9,4
5	Донецька	26,50	3,16	11,9	6,21	23,4	9,37	35,4	9,58	36,2
6	Житомирська	29,90	0	0	4,49	15,0	4,49	15,0	0,27	0,9
7	Закарпатська	12,80	0	0	0	0	0	0	0,98	7,7
8	Запорізька	27,20	10,53	38,7	7,31	26,9	17,84	65,6	5,35	19,7
9	Івано-Франківська	13,90	0	0	1,70	12,2	1,70	12,2	2,65	19,1
10	Київська	28,90	0,44	1,5	12,03	41,6	12,47	43,1	2,14	7,4
11	Кіровоградська	24,60	6,83	27,8	13,50	54,9	20,33	82,6	0,29	1,2
12	Луганська	26,70	0,28	1,0	4,10	15,4	4,38	16,4	11,7	43,8
13	Львівська	21,80	0	0	2,06	9,4	2,06	9,4	3,56	16,3
14	Миколаївська	24,60	2,52	10,2	6,81	27,7	9,33	37,9	11,57	47,0
15	Одеська	33,30	5,91	17,7	8,01	24,1	13,92	41,8	13,4	40,2
16	Полтавська	28,80	2,26	7,8	14,28	49,6	16,54	57,4	4,04	14,0
17	Рівненська	20,10	0	0	4,01	20,0	4,01	20,0	0	0
18	Сумська	23,80	0,15	0,6	7,71	32,4	7,86	33,0	4,82	20,3
19	Тернопільська	13,80	0	0	9,38	68,0	9,38	68,0	1,97	14,3
20	Харківська	31,40	0,27	0,9	20,57	65,5	20,84	66,4	4,99	15,9
21	Херсонська	28,50	10,70	37,5	6,90	24,2	17,60	61,8	4,76	16,7
22	Хмельницька	20,60	0	0,0	14,83	72,0	14,83	72,0	0,423	2,1
23	Черкаська	20,90	1,75	8,4	13,32	63,7	15,07	72,1	0,181	0,9
24	Чернівецька	8,10	0	0	4,35	53,7	4,35	53,7	0,417	5,1
25	Чернігівська	31,90	2,47	7,7	9,94	31,2	12,41	38,9	0,378	1,2
Загалом по Україні		603,7	62,404	10,3	204,730	33,9	267,134	44,2	96,639	16,0

Це породи особливого стану, які мають пористість більше 45%, малу вологість, фільтраційну анізотропію (водопроникність підвищену у вертикальному напрямку по відношенню до горизонтального), значний вміст легкорозчинної солі, переважання пилюватих часток над глинистою складовою в гранулометричному складі. При замоканні вони мають здатність додатково ущільнюватись як від власної ваги, так і при додатковому навантаженні з одночасною зміною структури ґрунту (просіданням).

Заповнюючи пори, вода руйнує структурні зв'язки між частинками лесів, міцність яких різко знижується також через розчинення солей і колоїдного цементу на контактах між частинками [10]. При насиченні лесів водою до коефіцієнта водонасичення $S_r \geq 0,80$ за Р.А. Усмановим [11] модуль деформації E зменшується в 5 – 10, питоме зчеплення $c - u$ 2 – 5 разів, а кут внутрішнього тертя φ – до 30%; за П.О. Коноваловим [12] E зменшується в 1,5 – 2 рази, $c - u$ 3 рази, а φ – в 2 рази; за С.М. Клепиковим [13] і С.Г. Кушнером [14] E зменшується в 2,3, $c - u$ 1,7 – 2, а φ – в 1,1 – 1,2 рази. Тобто, лесові основи мають достатню несучу здатність і низьку деформативність при природній вологості, а при замоканні переходять в слабкі [10, 11].

За здатністю до просідання лесові ґрунти умовно поділяють на такі, в яких просідання ґрунтів від власної ваги при замоканні не перевищує 5 см (площа їх поширення – 204,73 тис. км², 33,9% території України); і такі, в яких просідання ґрунтів від власної ваги при замоканні перевищує 5 см (їх площа – 62,4 тис. км², 10,3%). Непросадочні лесові ґрунти поширені на площі 96,64 тис.км² (33,9% території України).

Отже, за умов комплексної дії природних і техногенних чинників на забудованих територіях, лесові та лесовані ґрунти здатні до значних змін механічних, водно-фізичних, геодинамічних й інших параметрів (міцність, зчеплення, проникність та ін.).

Попередні оцінки свідчать, що ґрунти зі здатністю до просідання в межах промислово-міських агломерацій здатні до суттєвого погіршення їх геотехнічних властивостей. За сучасними сейсмологічними дослідженнями [15, 16] встановлено, що на території України, в т. ч. і на її платформеній частині, існує небезпека місцевих і сильних підкорових землетрусів з магнітудою понад 5 (більше 6 балів за шкалою MSK-64). Це зумовлено тісним сусідством з потужним сейсмоактивним поясом планети (рис. 2.10), який утворився в результаті рухів Африканської, Арабської і Євразійської материкових плит (зона Вранча, Румунія, рис. 2.11).

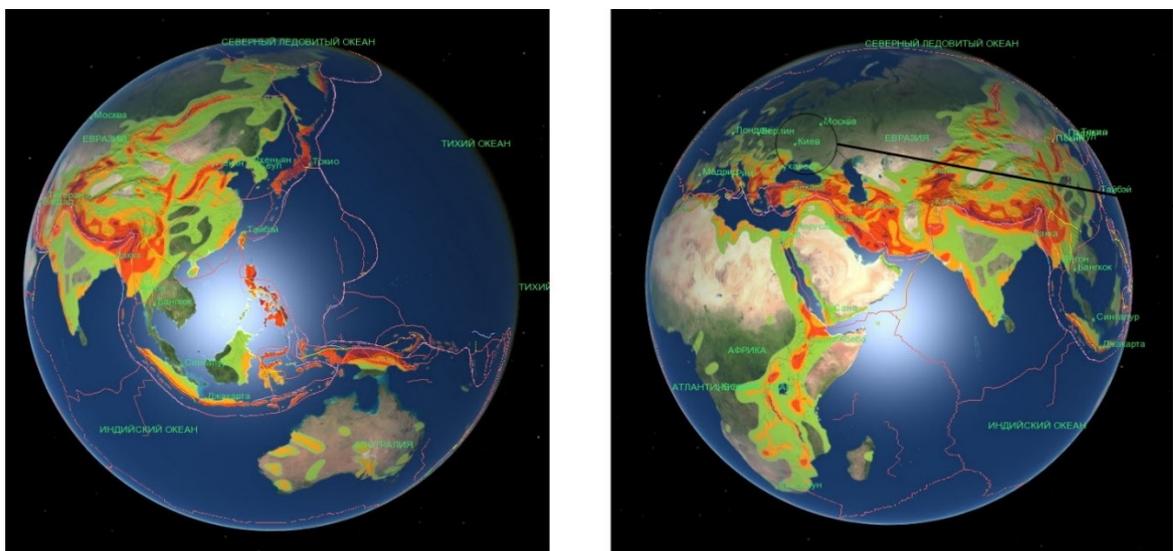


Рис. 2.10 – Сейсмоактивні пояси Землі

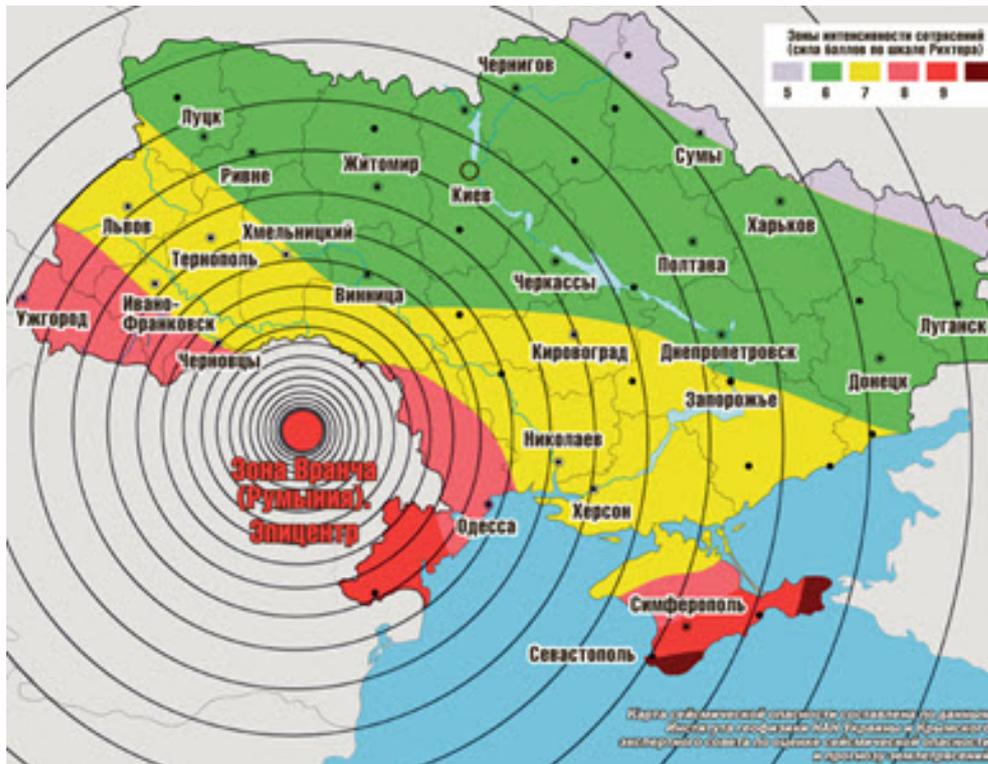


Рис. 2.11 – Причини сейсмічної активності території України

Крім того в Україні є райони інтенсивного видобування корисних копалин (м. Кривий Ріг), де відбуваються значні зміни напружено-деформованого стану геологічного середовища, що призводить до активізації небезпечних природно-техногенних процесів (зрушення й обвалення порід, гірничі удари, землетруси тощо). Від цих процесів потужність землетрусів може сягати 5 магнітуд. Тому для зведення резервуарів для зберігання нафтопродуктів, які є об'єктами підвищеної відповідальності (клас наслідків СС3), необхідно за нормами [15] враховувати 1%-ну імовірність перевищення розрахункової інтенсивності сейсмічних впливів протягом 50 років (рис. 2.12, рис. 2.13). Вся територія України поділена на окремі райони за сейсмічністю, але навіть в межах одного району сейсмічність може бути різною залежно від інженерно-геологічних умов.

Існує поняття «категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями». Згідно з [15] (табл. 2.5) є 4 категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями. Залежно від властивостей ґрунтів і швидкості розповсюдження поперечних сейсмічних хвиль сейсмічність майданчику може зменшуватися, не змінюватися чи навіть збільшуватися (як правило, визначається додатковим мікросейсморайонуванням певного майданчику).

За цим аналізом значна частина території України з поверхні на глибину 10 м і більше складена ґрунтами, що відносяться до III категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями й в меншій мірі до IV категорії.

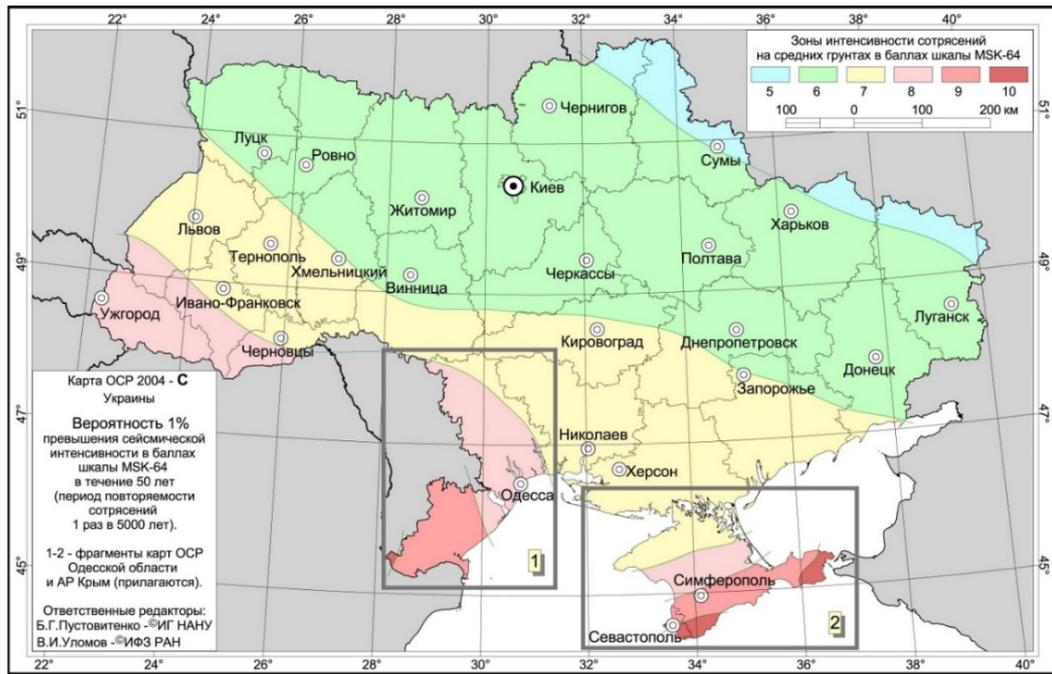


Рис. 2.12 – Карта загального сейсмічного районування для 1% імовірності перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 50 років (для об’єктів підвищеної небезпеки)

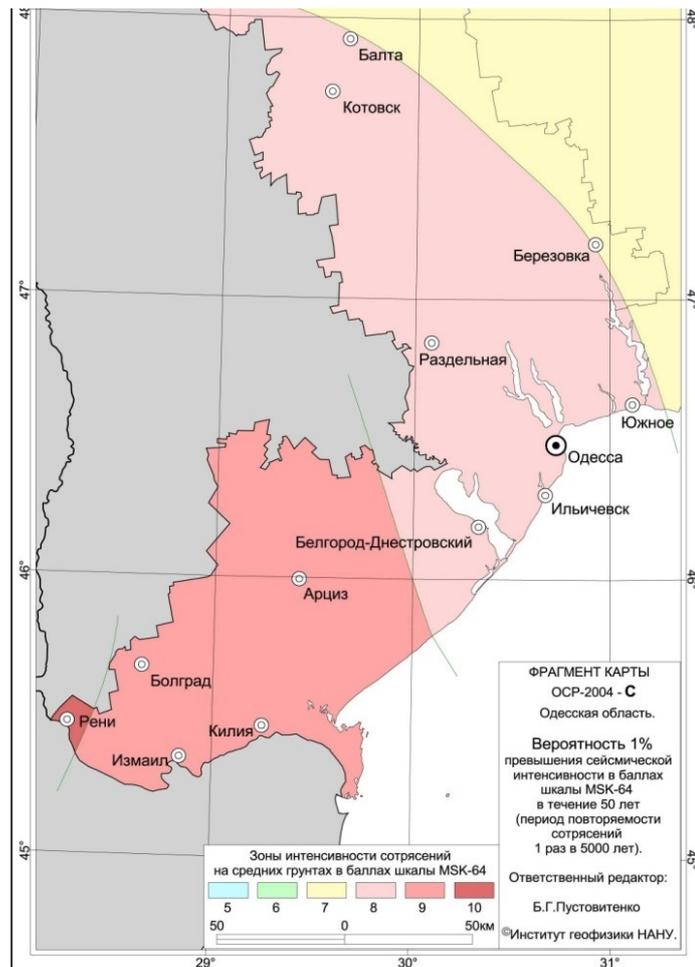


Рис. 2.13 – Карта загального сейсмічного районування для 1% імовірності перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 50 років для Одеського регіону (для об’єктів підвищеної небезпеки)

Таблиця 2.5 – Нормативна сейсмічність майданчика будівництва в залежності від категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями [15]

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунти	Нормативна сейсмічність майданчика будівництва за сейсмічності району, балів				Швидкості поширення сейсмічних хвиль в ґрунті, V_s , м/с
		6	7	8	9	
I	Скельні ґрунти усіх видів невивітрілі та слабобивітрілі; великоуламкові ґрунти щільні, маловологі з магматичних порід, які вміщують до 30 % піщано-глинистого заповнювача	5	6	7	8	$V_s > 800$
II	Скельні ґрунти вивітрілі і сильновивітрілі; великоуламкові ґрунти, за винятком віднесених до I категорії; піски гравіюваті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, маловологі та вологі; піски дрібні і пилюваті, щільні і середньої щільності маловологі; пилювато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ – для глин і суглинків, та $e < 0,7$ – для супісків	6	7	8	9	$500 < V_s < 800$
III	Піски пухкі незалежно від ступеня вологості та крупності; піски гравіюваті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності; піски дрібні та пилюваті, щільні та середньої щільності, вологі та водонасичені; пилювато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L > 0,5$; пилювато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e \geq 0,9$ – для глин і суглинків та $e \geq 0,7$ – для супісків	7	8	9	10	$200 < V_s < 500$
IV	Піски пухкі водонасичені, схильні до розрідження; насипні та гумусні ґрунти; пливуни, біогенні ґрунти та мули	За результатами спеціальних досліджень				$V_s < 200$
<p>Примітка 1. У випадку неоднорідного складу ґрунти майданчика будівництва відносяться до найбільш несприятливої категорії ґрунту за сейсмічними властивостями, якщо у межах десятиметрового шару ґрунту, починаючи відлік від планувальної відмітки у випадку виймання і чорної відмітки у випадку насипання, сумарна потужність шарів, що відносяться до цієї категорії, перевищує 5 м.</p> <p>Примітка 2. У разі прогнозування підйому рівня ґрунтових вод та (або) обводнення ґрунтів у процесі експлуатації будівлі, категорії ґрунту слід визначати в залежності від властивостей ґрунту (ступеня вологості, показника текучості) у замоченому стані (за винятком локального аварійного замочування, вплив якого при уточненні сейсмічності майданчика не враховується).</p> <p>Примітка 3. Пилювато-глинисті ґрунти (зокрема проідаючі твердої консистенції або в твердому стані) при коефіцієнті пористості поблизу значень $e = 0,9$ – для глин і суглинків та $e = 0,7$ – для супісків можуть бути віднесені до II категорії за сейсмічними властивостями, якщо нормативне значення їх модуля деформації $E \geq 15$ МПа, а при експлуатації споруд будуть забезпечені умови непідтоплення ґрунтів основи. За відсутності даних щодо консистенції або вологості глинисті та піщані ґрунти при положенні рівня ґрунтових вод вище 5 м відносяться до III категорії.</p> <p>Примітка 4. Переважаючий період власних коливань ґрунтової товщі визначається за результатом мікрорайонування. У разі відсутності даних сейсмічного мікрорайонування допускається визначати період власних коливань ґрунтової товщі за додатком В.</p> <p>Примітка 5. Сейсмічність майданчика визначається в цілих балах. Для ґрунтових умов, за яких можливе визначення категорії ґрунту за сейсмічними властивостями як проміжне, визначення бальності за інтерполяцією не допускається, а остаточне рішення приймається вишукувальною організацією за результатами додаткових досліджень і/або комплексним аналізом.</p> <p>Примітка 6. Насипні ущільнені ґрунти при їх відсипанні і масиви укріплених ґрунтів залежно від їх зернового складу, показників e, I_L, S_r і величини модуля деформацій можуть бути віднесені вишукувальною організацією до II або III категорії за відповідними вимогами, які сформовані в описовій частині таблиці.</p>						

Основними технологічними ризиками експлуатації резервуарів на просадочних, слабких і сильностисливих ґрунтах, у т. ч. на ґрунтах, здатних

до карстоутворення є значні нерівномірні деформації контуру й центру днища резервуару (більш детально розглянуто у розділі 1 і п. 2.5). Для мінімізації ризиків нерівномірної деформації основ резервуарів доцільно в межах ґрунтів з особливими властивостями виконувати штучні основи чи прорізати ці ґрунти глибокими фундаментами.

З аналізу карти загального сейсмічного районування (рис. 2.12 і рис. 2.13) та карт поширення складних інженерно-геологічних умов (рис. 2.6 – 2.9) можливий висновок, що при проектуванні, зведенні, реконструкції та експлуатації резервуарів для зберігання нафти та нафтопродуктів майже по всій території України слід враховувати сейсмічні впливи. Тому вартість реконструкції існуючих та будівництва нових резервуарів значно зростає. Крім того, ризики аварій від можливих землетрусів при експлуатації існуючих резервуарних парків без їх модернізації відповідно до сучасних норм високі. Дотримання технологічних вимог при експлуатації резервуарів за умов дії землетрусів без пристосування їх конструкцій до цих впливів також майже неможливо, що зменшує термін їх експлуатації без ремонту. Це в свою чергу зменшує інвестиційну привабливість України щодо модернізації її нафтотранспортної системи.

Тому для мінімізації витрат на зменшення сейсмічної небезпеки об'єктів зберігання нафти та нафтопродуктів за складних інженерно-геологічних умов доцільно розробити ефективні рішення пристосування основ до можливих сейсмічних впливів за рахунок покращення динамічних властивостей ґрунтів. Іноді ефективним рішенням можуть бути сейсмостійкі фундаменти. Такий підхід зменшує вартість будівництва нових і реконструкції існуючих резервуарних парків як за умов сейсмічних впливів (у т. ч. за умов техногенної сейсміки), так і при статичному режимі експлуатації цих об'єктів.

2.3 Аналіз можливих навантажень і впливів на резервуари

Резервуари відносять до інженерних споруд, які, навіть у штатному режимі експлуатації, знаходяться в складному НДС. НДС конструктивних елементів РВС виникає вже на стадії виготовлення й виконання будівельно-монтажних робіт. Подальше збільшення напружень в елементах конструкції резервуару є наслідком дії як експлуатаційних навантажень (надмірний тиск, вакуум, снігові, вітрові, температурні та гідростатичні навантаження), так і результатом нерівномірного осідання основи по площі та периметру фундаментів.

Навантаження на конструкції резервуарів. В залежності від тривалості дії навантаження бувають постійними та тимчасовими (тривалі, короточасні, особливі) навантаження. Структуру навантажень і впливів, що діють на резервуар, наведено рис. 2.14.

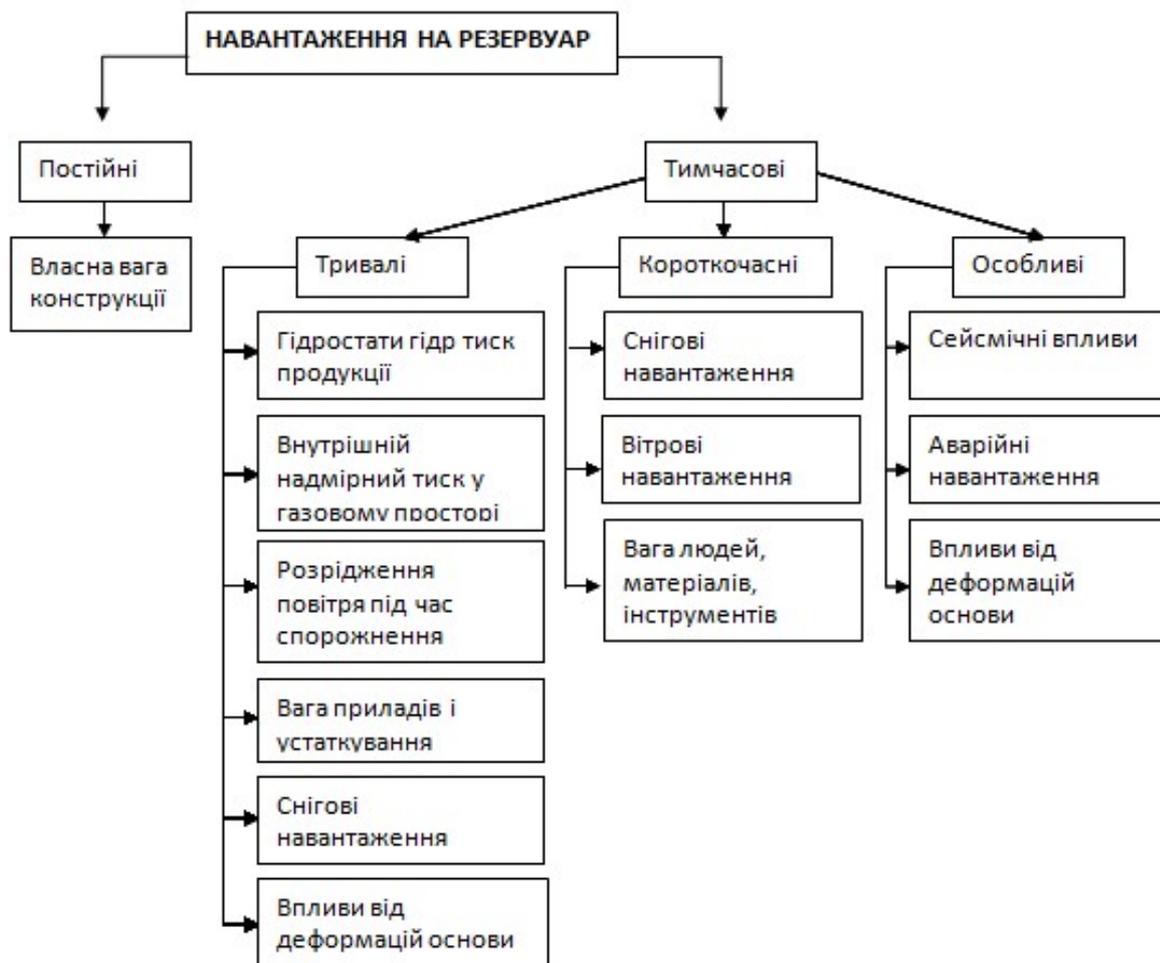


Рис.2.14 – Структура навантажень і впливів, що діють на резервуар

Постійні навантаження – власна вага елементів будівельних металоконструкцій резервуарів. Зусилля, що виникають в конструкціях від попереднього напруження, належить враховувати при проектуванні як зусилля від постійних навантажень.

До тривалих навантажень відносять: а) гідростатичний тиск продукту, що зберігається, чи води, що заповнює резервуар при випробуваннях; б) внутрішній надмірний тиск у газовому просторі, що виникає при малих і великих «диханнях»; в) розрідження повітря (вакуум), що виникає під час спорожнення резервуару; г) вага стаціонарного устаткування (приладів і апаратів, технологічне обладнання та пристрої, трубопроводи з арматурою, опорними частинами, ізоляцією, вага рідин, що заповнює обладнання); д) вага відкладеного виробничого пилу; е) снігові навантаження (квазіпостійні [17]); ж) впливи, зумовлені деформаціями основи, що не супроводжуються руйнуванням структури ґрунту.

До короткочасних навантажень відносять: а) снігові навантаження з розрахунковим граничним значенням; б) вітрові навантаження; в) вага людей, ремонтних матеріалів й інструментів у зонах обслуговування та ремонту обладнання (сходи, перехідні площадки, площа обслуговування обладнання).

До особливих навантажень відносять: а) сейсмічні впливи (в т. ч. техногенна сейсміка, вібраційні впливи); б) аварійні навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою зіпсованістю чи поломкою обладнання (внутрішній надмірний тиск, розрідження повітря – вакуум, температурні впливи та ін.); в) впливи, зумовлені деформаціями основи з руйнуванням структури ґрунту (наприклад при замоканні лесових ґрунтів) або осіданням його у районах гірських виробок і від проявів карстоутворень.

У загальному випадку резервуари розраховують на стійкість проти перекидання та зрушення від вітрових навантажень, нерівномірних деформацій основи фундаментів чи сейсмічних впливів. На наступному етапі виконують розрахунок основних і допоміжних конструкцій. Розрахункова схема завантаження резервуару наведена на рис. 2.15.

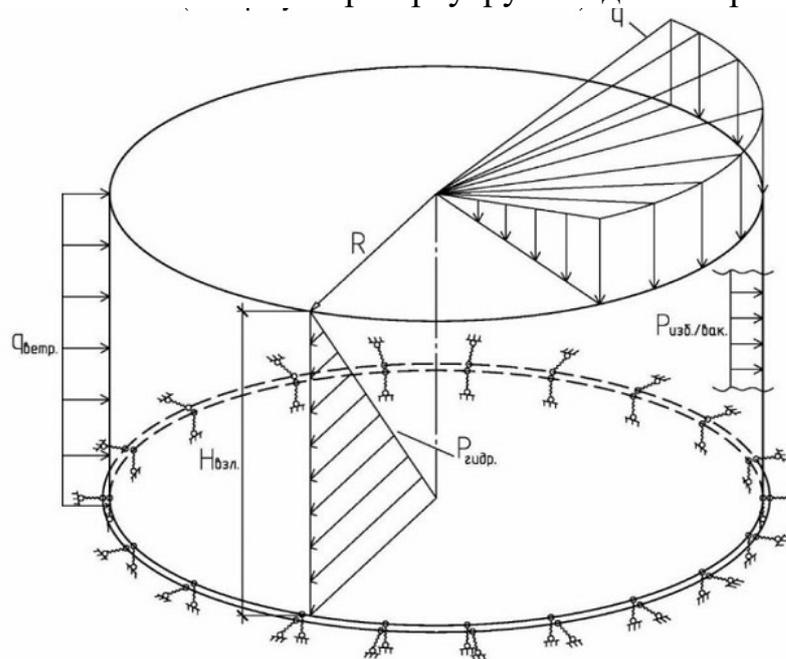


Рис. 2.15 – Розрахункова схема прикладення навантажень на резервуар (без урахування сейсмічних впливів): R – радіус резервуару, м; $H_{зал}$ – висота рідини, що зливається, м; $q_{ветр}$ – тиск вітрового навантаження, Па; $P_{гидр}$ – навантаження від тиску стовпа рідини, Па; P – робоче значення додаткового тиску чи вакууму у газовому просторі РВС, Па; q – тиск снігового навантаження та стаціонарного обладнання, Па

У резервуарах зі стаціонарними покрівлями, що експлуатуються, та внутрішнім надмірним тиском вище від атмосферного на 200 мм вод. ст., належить визначати підйомну силу, що виникає в порожньому резервуарі й передається через покрівлю на стінку та контур днища. Якщо підйомна сила перевищує утримуючу силу, що перешкоджає підйому, то влаштовують анкерне кріплення стінки резервуару.

Підйомну силу визначають за наступних комбінацій навантажень: а) внутрішній надмірний тиск, що перевищує атмосферний; б) вітрове навантаження (перекидний вітровий момент і від'ємний вітровий тиск

(відсмоктування) на покрівлі) та внутрішній надмірний тиск, вищий за атмосферний (з урахуванням коефіцієнта комбінацій навантажень).

Утримуюча сила складається з суми навантажень: а) власна вага стінки; б) власна вага покрівлі; в) власна вага опорного кільця; г) власна вага проміжних кілець жорсткості; д) власна вага конструкцій стаціонарно закріплених на стінці резервуару; е) власна вага контурної ділянки днища завширшки 0,5 м; ж) вага продукту, що припадає на контурну ділянку днища; з) внутрішній надмірний тиск, що перехоплюється контурною ділянкою днища. При визначенні зусилля на анкер, власну вагу контурної ділянки днища з прикладеним до неї внутрішнім надмірним тиском і вагою продукту не враховують.

Відповідно до норм [18] розрахунок елементів конструкцій резервуарів виконують на міцність, стійкість, витривалість, а також розраховують елементи з'єднань та анкерних кріплень. При розрахунку стінок резервуарів на міцність рівень наливу рідини приймають на всю висоту стінки для типу резервуарів зі стаціонарною покрівлею без понтону (СП) і для резервуарів зі стаціонарною покрівлею з понтоном (типу СПП) в залежності від верхнього положення понтону та з плаваючою покрівлею (ПП).

Стійкість стінки перевіряють при порожньому резервуарі на сумісний вплив меридіонального (осьового) стиску паралельно до утворюючої та кільцевого стиску від зовнішнього рівномірного тиску, нормального до бічної поверхні. Розрахунок на стійкість стінок, що збираються з рулонних заготовок, ведуть на всю висоту, без урахування проміжних кілець жорсткості, що встановлюють для формоутворення стінки при монтажу. Вузол з'єднання стінки й днища розраховують на міцність з урахуванням крайового ефекту.

При проектуванні стаціонарних покрівель резервуарів окрім розрахунків конструкцій та їх елементів на експлуатаційні навантаження, оцінюють зусилля, що виникають у процесі монтажу: а) два самонесучих конічних, щитових і щитових купольних покрівель від власної ваги конструкції та снігового навантаження не більш ніж 0,1 кПа; б) для каркасних конічних і каркасних купольних покрівель – від власної ваги конструкцій.

Опорні кільця сферичних і розпірних конічних покрівель розраховують на розпір від покриття та вітрове навантаження, що діє на 0,4 висоти стінки резервуару. Верхні кільця жорсткості резервуарів з плаваючими покрівлями розраховують на вітрове навантаження, що діє на 0,4 висоти стінки резервуару. Розрахунок плаваючих покрівель і понтонів на плавучість належить вести при щільності продукту 0,7 т/м³.

Плавучість плаваючих покрівель і понтонів перевіряють при навантаженнях: а) власна вага покрівлі (понтону) – симетричне навантаження; б) власна вага покрівлі й рівномірне снігове навантаження – симетричне навантаження; в) власна вага покрівлі та нерівномірне снігове навантаження – несиметричне навантаження; г) власна вага покрівлі (понтону) і шар рідини на центральній частині покрівлі – симетричне навантаження; д) власна вага покрівлі (понтону) під час затоплення

рідиною двох сусідніх відсіків та центральної частини покрівлі (понтону) на висоту 0,5 м – несиметричне навантаження. При несиметричному навантаженні максимальне заглиблення не повинно перевищувати 3/4 висоти кільцевого короба плаваючої покрівлі (понтону).

Кільцевий короб плаваючої покрівлі (понтону) окрім перевірки на плавучість оцінюють на утримання у завислому стані центральної частини покрівлі при течії у ній. Кільцевий короб розраховують на міцність при стані плаваючої покрівлі на опорах: для плаваючої покрівлі – від власної ваги та снігового навантаження; для понтону – на навантаження від власної ваги та шару рідини.

Розрахункову відстань між стояками приймають рівною двом прольотам на випадок ремонту та вивільнення одного стояка. Стояки плаваючої покрівлі розраховуються на сполучення навантажень від власної ваги, плаваючої покрівлі, катучих сходів і ваги шару продукту. Стояки понтону розраховують на навантаження від ваги понтону та ваги шару продукту. При розрахунку стояків під понтонним кільцем плаваючої покрівлі (понтону) до розрахункових навантажень вводять коефіцієнт 1,5, що враховує нерівномірність навантаження стояків.

Конструкції стінок резервуарів, що безпосередньо сприймають багаторазово діючі навантаження (заповнення та спорожнення резервуарів) з кількістю циклів навантаження 105 та більше, що можуть призвести до явища втоми металу, перевіряють на витривалість. Кількість циклів навантаження встановлюється відповідно до технологічних вимог експлуатації. Конструкції стінок резервуарів, що безпосередньо сприймають навантаження з кількістю циклів менш, ніж 105, розраховують на малоциклову міцність. Кількість циклів навантажень встановлюється згідно технологічних вимог експлуатації та вказується у технічному завданні. Конструкції стінок резервуарів, що зазнають найбільші кільцеві розтягуючі напруження та схильні до крихкого руйнування при низьких температурах, після пластичних деформацій, старіння сталі, корозії, атак і т. ін., перевіряють розрахунком на міцність з урахуванням опору сталі крихкому руйнуванню.

У резервуарах зі стаціонарними покрівлями, що експлуатуються, і внутрішнім надмірним тиском вище від атмосферного на 200 мм вод. ст., визначають підйомну силу, що виникає в порожньому резервуарі та передається через покрівлю на стінку та контур днища. Якщо підйомна сила перевищує утримуючу силу, що перешкоджає підйому, то слід встановлювати анкерне кріплення стінки резервуару.

Підйомну силу визначають при наступних комбінаціях навантажень: а) внутрішній надмірний тиск, що перевищує атмосферний; б) вітрове навантаження (перекидуючий вітровий момент і від'ємний вітровий тиск (відсмоктування) на покрівлі) та внутрішній надмірний тиск, що перевищує атмосферний (з урахуванням коефіцієнта комбінацій навантажень).

Утримуюча сила складається з суми навантажень власної ваги стінки, покрівлі, підпорного кільця, проміжних кілець жорсткості, конструкцій стаціонарно закріплених на стінці резервуару, контурної ділянки днища завширшки 0,5 м; ваги продукту, що припадає на контурну ділянку днища; внутрішнього надмірного тиску, що перехоплюється контурною ділянкою.

При визначенні зусилля, що припадає на анкер, власна вага контурної ділянки днища з прикладеним до неї внутрішнім надмірним тиском і вагою продукту не враховується.

При розрахунку резервуарів, що зводять у сейсмічних районах, слід додатково визначати підйомну силу від перекидаючого моменту, що виникає як наслідок впливу горизонтальних інерційних сил маси конструкції та гідродинамічних сил при різних рівнях заповнення резервуару. При цьому вітрове навантаження не враховують.

Українські норми вплив сейсмічних навантажень на резервуар не враховують. Нижче приведено аналіз закордонних методик розрахунку сейсмічних навантажень і впливів на резервуар.

Так G.Housner [18] запропонував просту, але ефективну модель недеформованого резервуара з жорстко пов'язаною з його оболонкою, приєднаною масою рідини M (що враховує імпульсний гідродинамічний ефект) і з пружно пов'язаною з оболонкою масою поверхневої частини рідини \tilde{M} , що відтворює конвективний (хвильовий) ефект (рис 2.16. а).

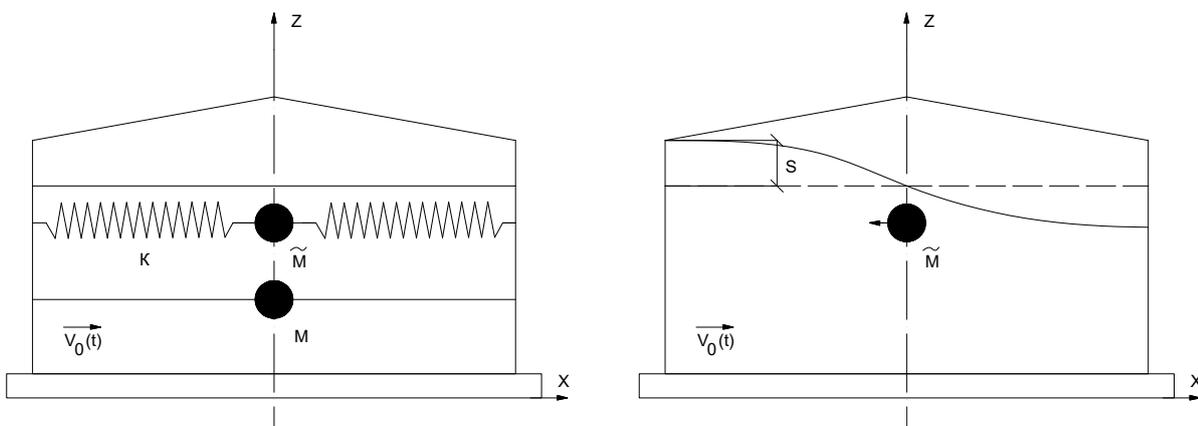


Рис. 2.16 – Розрахункові схеми резервуару: а – G.Housner, 1963 р. [19]; б – Н.А. Ніколаєнко, 1967 р. [20]

Максимальний гідродинамічний тиск рідини (G.Housner) P_T на фундамент великого резервуара (відношення висоти до діаметра менше 0,75) розраховують як суму імпульсного P_1 та конвективного P_2 складових (2.1) і (2.2) відповідно

$$P_1 = 54 \cdot 10^{-3} \cdot \rho \cdot Z \cdot I \cdot C_1 \cdot H \cdot \tanh(0,866D/H), \quad (2.1)$$

де ρ – щільність продукту, що зберігається, кг/м^3 ; Z – горизонтальне прискорення для зон США з різною сейсмічністю, яке приймають за табл. 2.6, м/с^2 ; I – коефіцієнт надійності за навантаженням (для об'єктів першого рівня відповідальності приймають 1); C_1 – коефіцієнт

сейсмічності для імпульсної складової гідродинамічного навантаження, приймають 0,6; H – рівень зливу рідини; D – діаметр резервуара;

$$P_2 = 78,98 \cdot 10^{-3} \cdot \rho \cdot Z \cdot I \cdot \frac{D \cdot s}{\cosh(3,67 \frac{H}{D}) \cdot T^2}, \quad (2.2)$$

де s – коефіцієнти 1,0, 1,25, 1,5 для ґрунтів I, II, III категорії за сейсмічними властивостями відповідно; T – період коливання першої власної форми, с.

Таблиця 2.6 – Горизонтальне прискорення для сейсмічних районів США

Сейсмічна зона	Значення горизонтального прискорення Z , м/с ²
1	0,075g
2A	0,150g
2B	0,200g
3	0,300g
4	0,400g

Наприклад, для РВС 30000 м³ конвективна частина гідродинамічного навантаження P_2 становить лише 7% від загальної. Якщо конструкція резервуару передбачає наявність плаваючого даху чи легкого понтону, то конвективну складову гідродинамічного навантаження не враховують. Розрахунки на сейсмічні навантаження резервуарів і конструкцій, що несуть ємності, частково заповнені рідиною, досліджені Н.А. Ніколаєнко (рис. 2.3, б) [20]. Розроблена ним методика розрахунку стала базою рекомендацій для проектування резервуарів у сейсмічних районах [21].

У методиці передбачається, що конструкція резервуару є ідеально жорсткою (не деформується), тобто податливістю оболонки нехтують. Рідина вважається нестисливою, а її в'язкість враховують введенням тертя, гальмуючого рух рідини, пропорційно її відносній швидкості. Амплітуди коливань рідини вважають малими порівняно з глибиною, а резонансні коливання рідини не руйнуються, тобто силові компоненти амплітудно-частотного спектра зовнішнього кінематичного впливу не перевищують граничних значень, що спричиняють руйнування резонансних коливань рідини. Вважають також, що відстані від спокійного дзеркала рідини до даху досить, щоб виключити удар хвилі об дах резервуара.

Розрахункова схема резервуара може бути представлена пружною системою з деяким числом ступенів свободи на кшталт вертикальної консолі, жорстко затисненої в рухомій поступально основі. У межах прийнятих передумов прямолінійний рух рідини та поле тисків у резервуарі визначають співвідношеннями теорії потенціалу. У поданих розрахункових схемах не розглядалася спільна робота системи «резервуар – рідина – фундамент – основа». Крім того, через те, що оцінювалася сейсмостійкість самих металевих конструкцій баків (зокрема, стінки та місця її кріплення з дном), а дно вважалось таким, що вільно спирається на основу, то характер і величина розподіленого навантаження на основу істотно відрізняються від прийнятих в

іноземних нормах API 650 [22]. На рис. 2.17 подано навантаження на фундамент за методикою Н.А. Ніколаєнка [20].

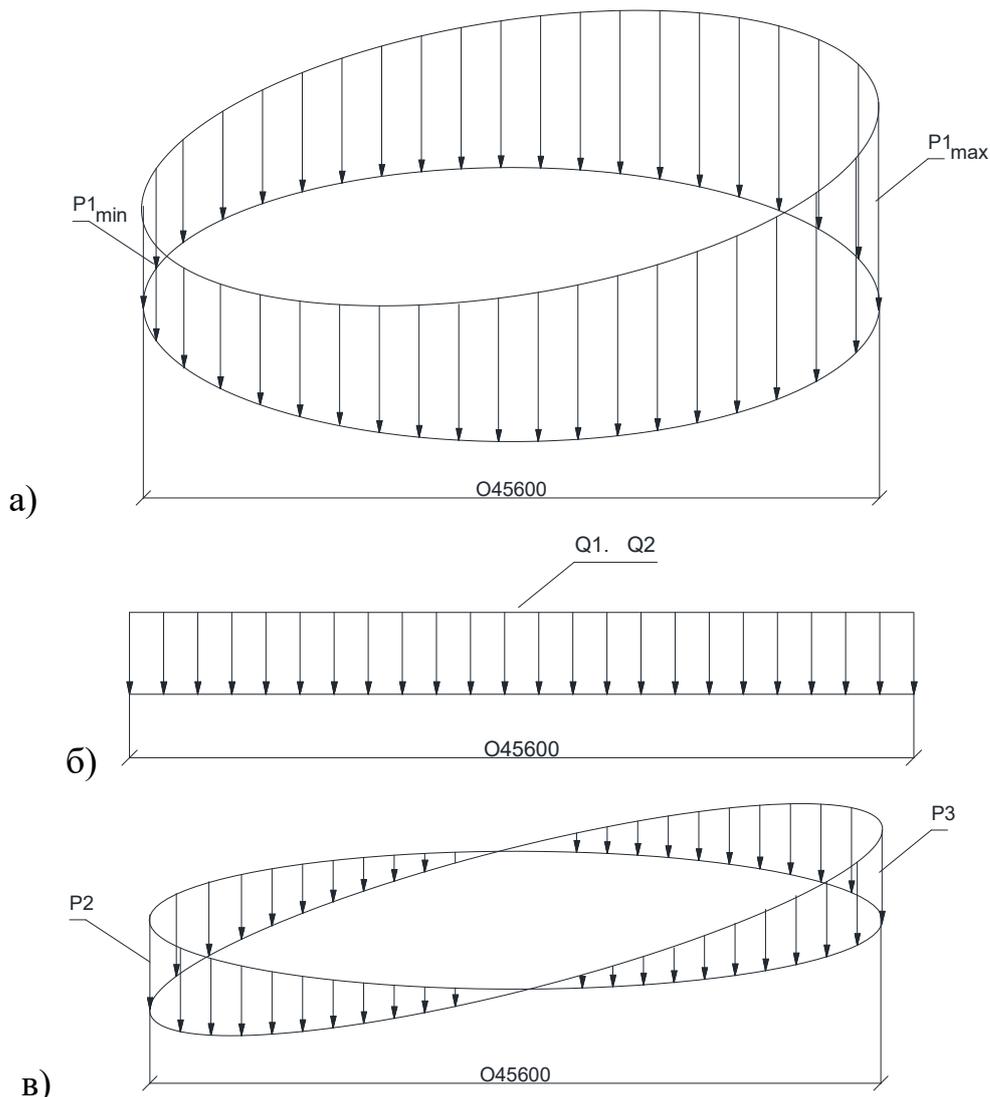


Рис. 2.17 – Типові навантаження на фундамент резервуару [21]: а – розподілене навантаження по периметру стінки (власна вага конструкцій, вітровий тиск, снігове навантаження): $P1_{max} = 46,5$ кН/м; $P1_{min} = 40,7$ кН/м; б – рівномірно-розподілене навантаження на основу резервуара: $Q1 = 166,6$ кН/м² – для гідровипробувань $Q2 = 140,6$ кН/м² – для продукту; в – максимальне навантаження від сейсмічного тиску по периметру стінки: $P2 = 237$ кН/м; $P3 =$ не має (для анкерів); $Q = 32210$ кН – сила зрушення

Розподілене сейсмічне навантаження на основу резервуара відповідно до методики API 650 представлено на рис. 2.18.

Через те, що у методиці Н.А. Ніколаєнка [20] не враховується гідродинамічний тиск рідини на основу резервуара, то розподілене навантаження приймають як від гідростатичної ваги рідини з урахуванням нерівномірності від утворення в ній сейсмічної хвилі.

Висота хвилі розраховується за формулою

$$A_s = 0.0836 \frac{f_1 2\pi}{\sqrt{\tilde{v}_1}} Rk_c \sqrt{1 - e^{-60\tilde{v}_1}}, \text{ м}, \quad (2.3)$$

де $f_1 = \sqrt{\frac{g \cdot 1.84}{R} \operatorname{th}(1.84 \cdot h_0) / (2\pi)}$ – частота першої форми, с^{-1} ; g – прискорення вільного падіння; R – радіус резервуару, м; $h_0 = h / R$; h – висота зливу рідини; k_c – коефіцієнт сейсмічності, що залежить від бальності району; $\tilde{v}_1 = 5,98 \cdot \sqrt[4]{\operatorname{th}(k_n h_0)} \frac{\sqrt{v}}{R^4 \sqrt{R}}$ – параметр, що характеризує затухання; v – кінематична в'язкість рідини, $\text{см}^2/\text{с}$.

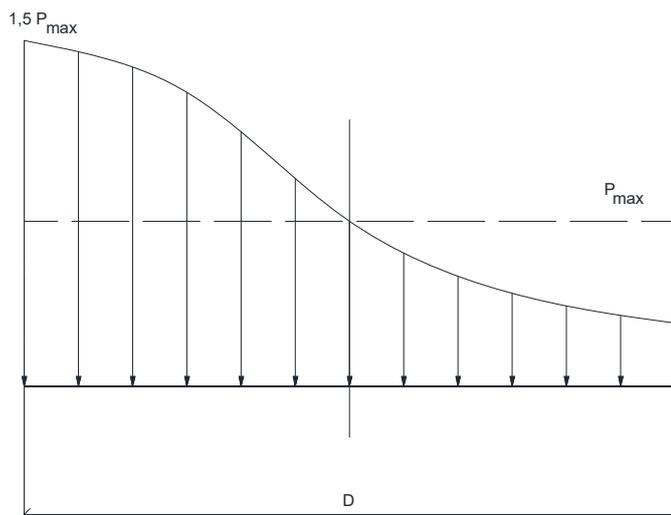


Рис. 2.18 – Розподіл гідродинамічного тиску від рідини на жорстку основу за G. Housner [22]

При сейсмічності майданчика 9 балів у ґрунтах III категорії за сейсмічними властивостями максимальний гідродинамічний тиск для РВС 30000 м³ склав [23]:

- за G. Housner (норми API 650) – 212 кПа;
- за Н.А. Ніколаєнком – 174 кПа.

Для пояснення причин такої різкої відмінності величин максимального гідродинамічного тиску, який враховується представленими методиками, різні види навантажень зведені в табл. 2.7.

Таблиця 2.7 – Порівняльний аналіз методик за навантаженнями

Розрахункова методика	Навантаження					
	Гідродинамічне				Гідростатичне	
	Імпульсне		Конвективне			
	На дно, Па	Під стінкою, Н/м	На дно, Па	Під стінкою, Н/м	На дно, Па	Під стінкою, Н/м
G. Housner	+	+	+	+	-	-
Н.А. Ніколаєнко	-	-	-	+	+	-

Недостатнє урахування розподіленого навантаження на основу обґрунтовується тим, що дослідники розглядали насамперед не сейсмостійкість самих конструкцій резервуару, а місце сполучення стінки та дна, яке вільно спирається на фундамент. На базі моделі впливу у вигляді нестационарного випадкового процесу із заданим спектром й інтенсивністю зроблено висновок [17] про істотну зміну уявлення ролі гідродинамічних ефектів порівняно з традиційним підходом, заснованим на розгляді жорсткої моделі резервуара, що призводить до заниження результатів розрахунку в 2 – 3 рази за інших рівних умов.

З приведенного аналізу, можливо зробити висновок про те, що існуючі методи визначення сейсмічного навантаження на фундамент та основу резервуару потребують суттєвого уточнення.

2.4 Принципи вибору конструктивних рішень резервуарів

2.4.1 Загальні відомості та класифікація резервуарів для зберігання нафти і нафтопродуктів

Резервуарами називаються стаціонарні чи пересувні посудини різноманітної форми та розмірів, побудовані з різних матеріалів. Резервуари для зберігання нафти й нафтопродуктів (рис. 2.19) відносяться до найбільш відповідальних споруд на нафтобазах і станціях магістральних нафтопроводів і нафтопродуктопроводів. У них зберігаються велика кількість цінних рідин, збереження яких залежить від типу резервуарів і їх технічного стану.

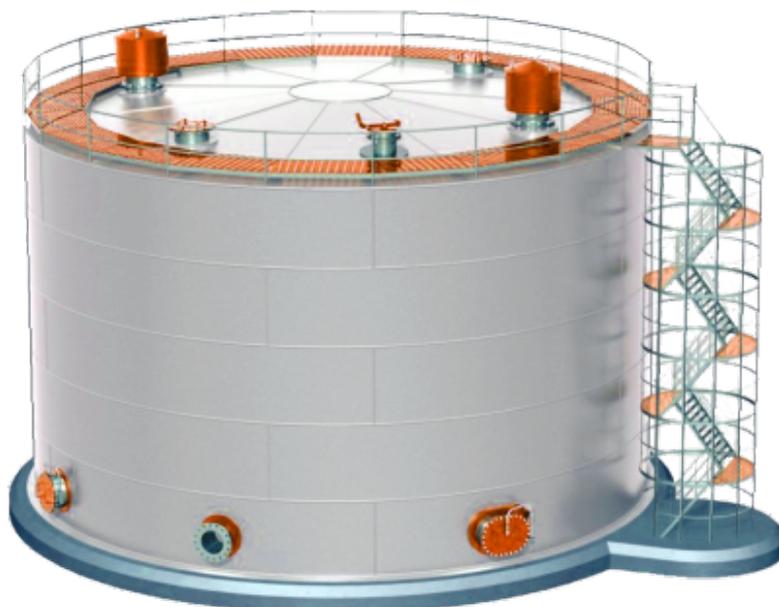


Рис. 2.19 – Загальний вигляд резервуару

Умови зберігання нафти та нафтопродуктів істотно відрізняються один від одного: за номенклатурою поділяються на резервуари для зберігання нафти, світлих і темних нафтопродуктів. За матеріалом, з якого споруджуються резервуари, вони поділяються на дві основні групи – на

металеві та неметалеві. Металеві резервуари споруджують переважно зі сталі, а іноді з алюмінію або в поєднанні цих матеріалів. До неметалевих резервуарів відносяться переважно залізобетонні та пластмасові з різних синтетичних матеріалів. Крім того, резервуари кожної групи розрізняють за формою: вертикальні циліндричні, горизонтальні циліндричні, прямокутні, краплеподібні та ін.

За схемою установки резервуари поділяються на [18]: 1) наземні, у яких днище знаходиться на рівні чи вище мінімальної планувальної позначки прилеглої площадки; 2) підземні, коли максимальний рівень рідини в резервуарі знаходиться нижче мінімальної планувальної позначки прилеглої площадки (в межах 3 м), не менше ніж на 0,2 м. До підземних резервуарів прирівнюються також резервуари, що мають обсіпання висотою не менше ніж на 0,2 м вище допустимої граничного рівня рідини в резервуарі та шириною не менше 3 м, рахуючи від стінки резервуара до бровки обсіпання.

Резервуари споруджують різних обсягів (від 5 до 120 000 м³). Область їх застосування встановлюється в залежності від фізичних властивостей нафти чи нафтопродуктів і від умов їх взаємодії з матеріалом, з якого споруджують сховище.

При проектуванні резервуарних парків, як правило, застосовують типові проекти. Причому для зберігання легкозаймистих рідин з температурою спалаху парів 28⁰С і нижче рекомендуються вертикальні резервуари з плаваючими дахами (об'ємом до 120 000 м³) або з понтонами (об'ємом до 50 000 м³); використовують також горизонтальні циліндричні резервуари, конструкція і обладнання яких скорочують або не допускають втрат нафти та нафтопродукту від випаровування. Максимальний обсяг підземного резервуара не обмежується, проте його площа не повинна перевищувати 7000 м².

Кожна група наземних резервуарів огорожується земляним валом або стінкою, висота яких приймається на 0,2 м вище розрахункового рівня нафти, що розлилася, але не менше 1 м при ширині земляного валу по верху 0,5 м. Обсяг, що утворюється між укосами обвалування чи огорожувальними стінками, приймається рівним для окремо розташованих резервуарів повною місткістю резервуара, а для групи резервуарів – обсягом більшого резервуара. Оптимальні, найбільш економічні типи резервуарів вибирають з урахуванням комплексу технологічних і конструктивних рішень, що створюють можливість зменшення витрати сталі в резервуарах, зниження трудомісткості й вартості їх виготовлення, а також скорочення втрат нафтопродуктів від випаровування і підвищення загальної надійності та економічності сховищ.

Сучасні сталеві резервуари в залежності від форми і технологічного призначення поділяються на [18]: 1) вертикальні циліндричні; 2) каплеподібні; 3) горизонтальні (цистерни). У свою чергу вертикальні циліндричні резервуари поділяються на резервуари: 1) низького тиску (так звані «атмосферні»); 2) з понтонами; 3) з плаваючими дахами.

Резервуари «атмосферного» типу характеризуються тим, що внутрішній тиск в газовому просторі їх близько до атмосферного й становить 2 кПа. До них відносяться резервуари з конічним і сферичним щитовим покриттям. Резервуари «атмосферного» типу застосовуються переважно для зберігання нафтопродуктів з низькою пружністю парів, тобто такі, що мало випаровуються (наприклад, гас, дизельне паливо). Однак у тих випадках, коли в цих резервуарах зберігають нафтопродукти, що легко випаровуються, наприклад бензин з високою пружністю парів, то їх обладнають спеціальними пристроями (газовою обв'язкою, відбивною ізоляцією і т.ін.). Найбільш ефективно зберігати нафтопродукти, що легко випаровуються в резервуарах спеціальних конструкцій (з плаваючими дахами і понтонами) чи в резервуарах високого тиску, в каплеподібних з тиском до 70 кПа.

Основні параметри резервуарів (діаметр і висота) приймають такими, щоб витрати металу були мінімальними. Крім витрати металу на економічність резервуара впливають ще й інші фактори, наприклад, підвищена площа дзеркала рідини пов'язана з підвищенням обсягу випаровування рідини, що легко випаровується, і застосуванням більш потужних засобів пожежогасіння, а також зі збільшенням площі забудови і т.ін. Поряд з цим при меншій площі резервуара, а отже, і більшій його висоті ускладнюються монтажні роботи. Всі ці чинники враховуються спеціальними розрахунками при визначенні оптимального розміру типових резервуарів. Основні типи резервуарів залежно від виду продукції, що в них зберігається, наведено в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 – Рекомендовані типи резервуарів залежно від нафти та нафтопродуктів, що в них зберігаються

Найменування нафти і нафтопродуктів, що зберігаються	Рекомендовані типи резервуарів				
	ПП	СПП	СП		
			з газовою обв'язкою	з установкою УЛФ	без газової обв'язки і УЛФ
Нафта	+	+	+	+	-
Бензини автомобільні	+	+	-	+	-
Бензини авіаційні	-	-	-	-	+
Паливо для реактивних двигунів	-	-	-	-	+
Паливо дизельне	-	-	-	+	+
Пічне побутове паливо	-	-	-	-	+
Паливо нафтове (мазути, для газотурбінних установок) паливо моторне	-	-	-	-	+
Гас технічний	-	-	-	-	+
Нафтові розчинники	-	-	-	-	+
Масла	-	-	-	-	+

Вертикальні циліндричні резервуари виготовляють наступних видів.

1. Резервуари низького тиску (з тиском насичених парів не вище 93,3 кПа) з щитовим конічним або сферичним покриттям відрізняються тим, що покриття монтується з готових щитів, виконаних з листової сталі товщиною 2,5 мм. Пояси корпусу резервуара мають товщину 4 – 10 мм (від низу до верху). Резервуари з конічним покриттям (рис. 2.20) споруджують об'ємом 100 – 5000 м³, причому в центрі резервуарів (за винятком резервуарів об'ємом 100 і 200 м³) встановлюють центральну стійку, на яку спираються щити покриття. Резервуари зі сферичним покриттям (рис. 2.21) споруджують обсягом 10 000, 15 000 і 20 000 м³.

При зберіганні в наземних сталевих резервуарах нафти і нафтопродуктів спостерігаються значні втрати тепла в навколишнє середовище, особливо в холодну пору року. Для зменшення витрат тепла на підігрів нафти та нафтопродуктів і, отже, для зниження витрат на підігрівальні пристрої здійснюють теплоізоляцію зовнішніх поверхонь резервуарів [18, 24 – 26].

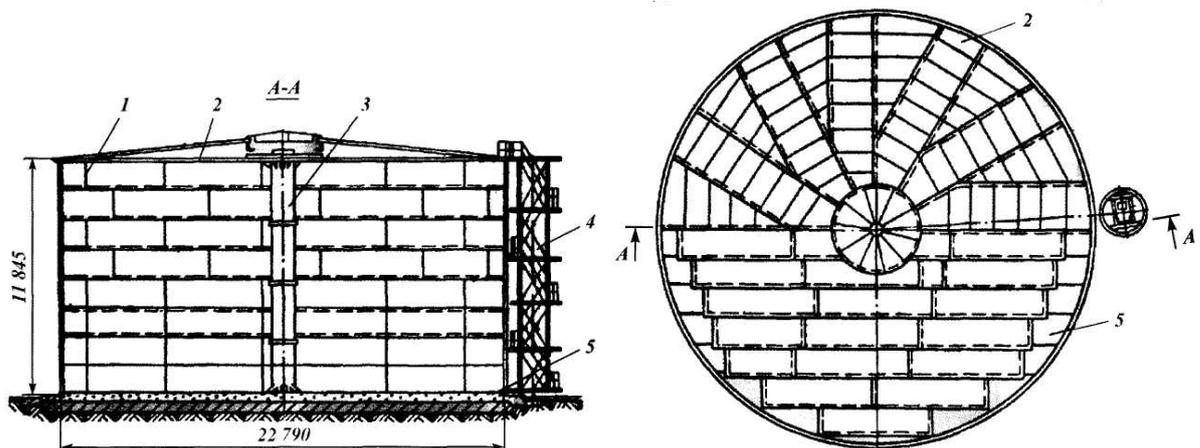


Рис. 2.20 – Резервуар об'ємом 5000 м³ з конічним щитовим покриттям:
1 – корпус; 2 – покриття; 3 – опорна стійка; 4 – сходи; 5 – днище

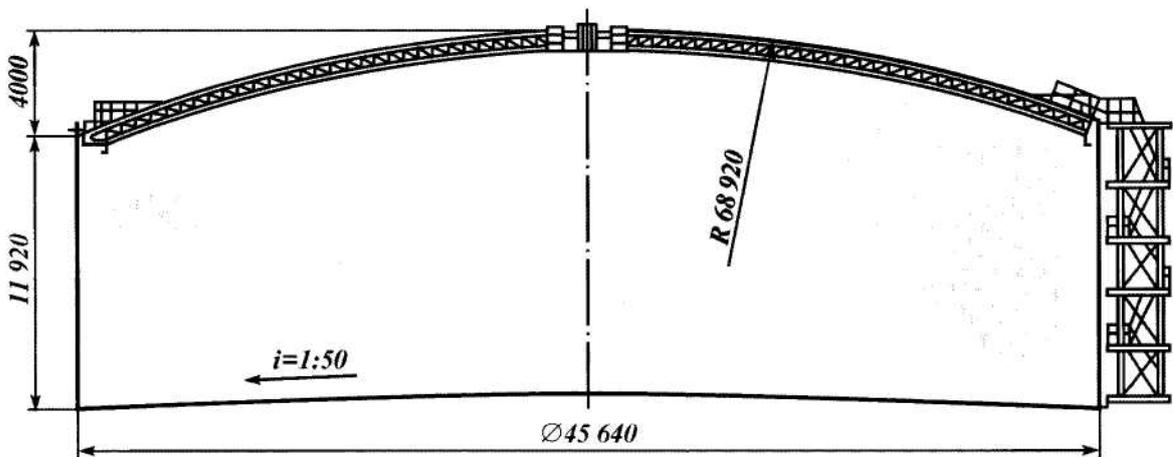


Рис. 2.21 – Резервуар об'ємом 20 000 м³ зі сферичним покриттям

2. Резервуари з плаваючим понтоном (ПП) призначені для резервуарів зі щитовим покриттям з метою зниження втрат нафти і нафтопродуктів, що легко

випаровуються. Понтон, плаваючий на поверхні рідини, зменшує площу випаровування порівняно зі звичайним резервуаром, завдяки чому різко знижуються втрати від випаровування (в 4 – 45 разів). Понтон є диск з поплавками, що забезпечують його плавучість. Між понтоном і стінкою резервуара передбачена щілина шириною 100 – 300 мм, щоб уникнути заклинювання понтона внаслідок нерівностей стінки.

Плаваючі понтони за матеріалом розрізняють двох типів: металеві та з синтетичних пінопластових або плівкових матеріалів. На рис. 2.22 показана схема металевого понтона у вигляді диска 3 з відкритими коробами 1 і 4. До периферійного кільця жорсткості, який одночасно служить і бортом понтона, прикріплюється герметизуючий затвор 5. Понтон оснащений опорами 2, на які він спирається в нижньому положенні. У зв'язку з тим, що понтони споруджують в резервуарах зі стаціонарним покриттям, яке запобігає потраплянню атмосферних опадів на поверхню понтонів, це дозволяє застосовувати полегшені конструкції з синтетичних плівкових матеріалів.

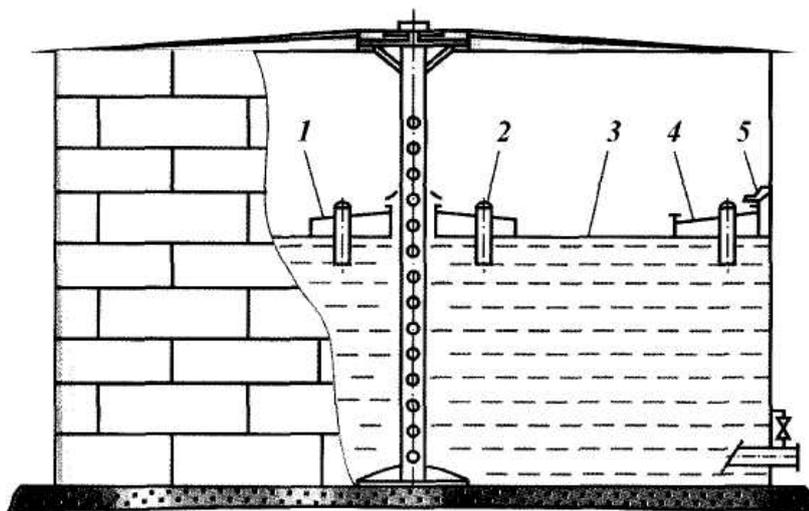


Рис. 2.22 – Резервуар з металевим понтоном

3. Резервуари з плаваючою покрівлею не мають стаціонарного покриття, а роль даху у них виконує диск зі сталевих листів, плаваючий на поверхні рідини (рис. 2.23). Для створення плавучості за контуром диска розташовується кільцевий понтон, розділений радіальними перегородками на герметичні відсіки (коробки). Зазор між дахом і стінкою для більшої герметичності виконують з прогумованих стрічок (мембран), що притискаються до стінки важільними пристроями.

Резервуари з плаваючим дахом рекомендуються переважно для будівництва в районах з малим сніговим навантаженням, тому що скупчення снігу на дахах ускладнює їх експлуатацію, пов'язану з необхідністю видалення снігу (при шарі вище 100 мм). Резервуари з плаваючим дахом споруджують об'ємом 100 – 50000 м³. Відомі конструкції окремих резервуарів, обсяг яких досягає 160000 м³ при діаметрі резервуару 114 м і висоті 17,1 м. Плаваючий дах зменшує площу

випаровування у порівнянні з площею випаровування звичайного резервуара, завдяки чому різко знижуються втрати нафтопродукту.

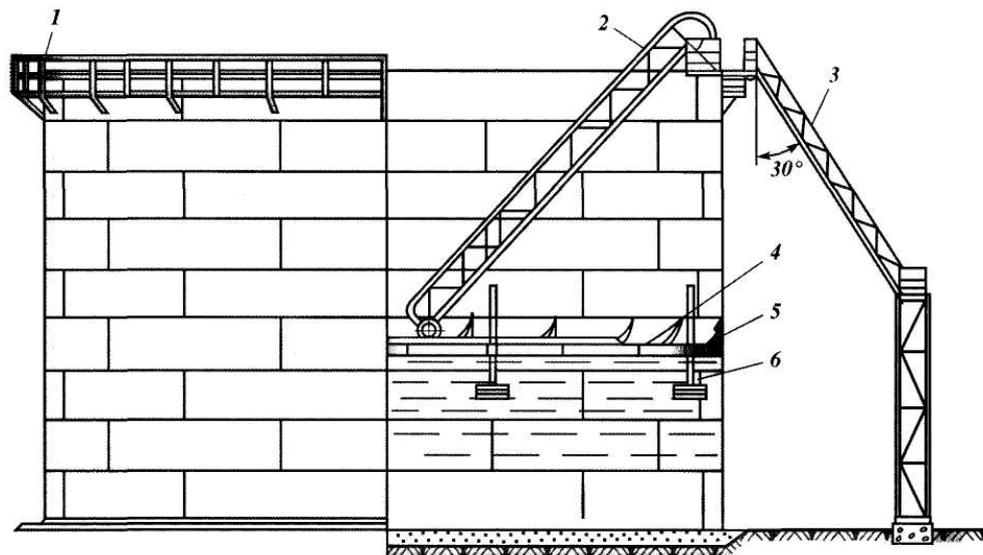


Рис. 2.23 – Резервуар з плаваючою покрівлею (ПП): 1 – перила; 2, 3 – рухлива та нерухома сходи; 4 – плаваючий дах; 5 – затвор; 6 – опорна стійка

4. *Краплеподібні резервуари* застосовують для зберігання легковипаровуючих нафтопродуктів з високою пружністю парів, коли недоцільно використовувати для цієї мети звичайні вертикальні резервуари, розраховані на тиск 2 кПа. Оболонці резервуара надають обрис краплі рідини, яка вільно лежить на змочуваній площині і знаходиться під дією сил поверхневого натягу. Завдяки такій формі резервуара створюються умови, при яких всі елементи поверхні корпусу під дією тиску рідини розтягуються приблизно з однаковою силою, відчуваючи одні і ті ж напруження, що забезпечує мінімальні витрати сталі на виготовлення резервуара. У зв'язку з тим, що краплеподібні резервуари розраховують на внутрішній тиск в газовому просторі 0,04 – 0,2 МПа і вакуум 5 кПа, нафтопродукти, що легко випаровуються, зберігають майже повністю без втрат від малих «подихів» і пари випускають в атмосферу при їх наповненні (при великих «подихах»).

2.4.2 Основні конструктивні елементи сталевих вертикальних циліндричних резервуарів

Основні конструктивні елементи сталевих вертикальних циліндричних резервуарів низького тиску наведено на рис. 2.24. Основне призначення днища – забезпечення герметичності резервуара. При правильному влаштуванні основи, якісному виготовленні, транспортуванні та монтажі будь-яких істотних напружень від зовнішнього навантаження в днищі не виникає. Тому товщина листів днища приймається тільки, виходячи з умови збереження його цілісності на планований період експлуатації. Виняток становить периферійна частина днища. Тут в зоні з'єднання днища з циліндричною стінкою при заповненні резервуара

нафтопродуктом має місце напружений стан з відповідним вигинаючим моментом. Для резервуарів об'ємом більше 5000 м³ крайні листи (окрайки) виконують у вигляді сегментів.

Зовнішній контур крайок повинен мати вигляд окружності та виступати за зовнішню поверхню стінки резервуара не менше, ніж на 50 мм і не більше 100 мм [18]. Відстань від зовнішньої кромки крайок до стиків їх з листами центральної частини днища має бути не менше 1000 мм. Стики нижнього поясу корпусу та стики крайків днища слід зміщувати принаймні на 200 мм. Днища резервуарів повинні бути конічними з ухилом до центру чи від центру. Для резервуарів об'ємом до 1000 м³ включно допускається застосування плоских днищ.

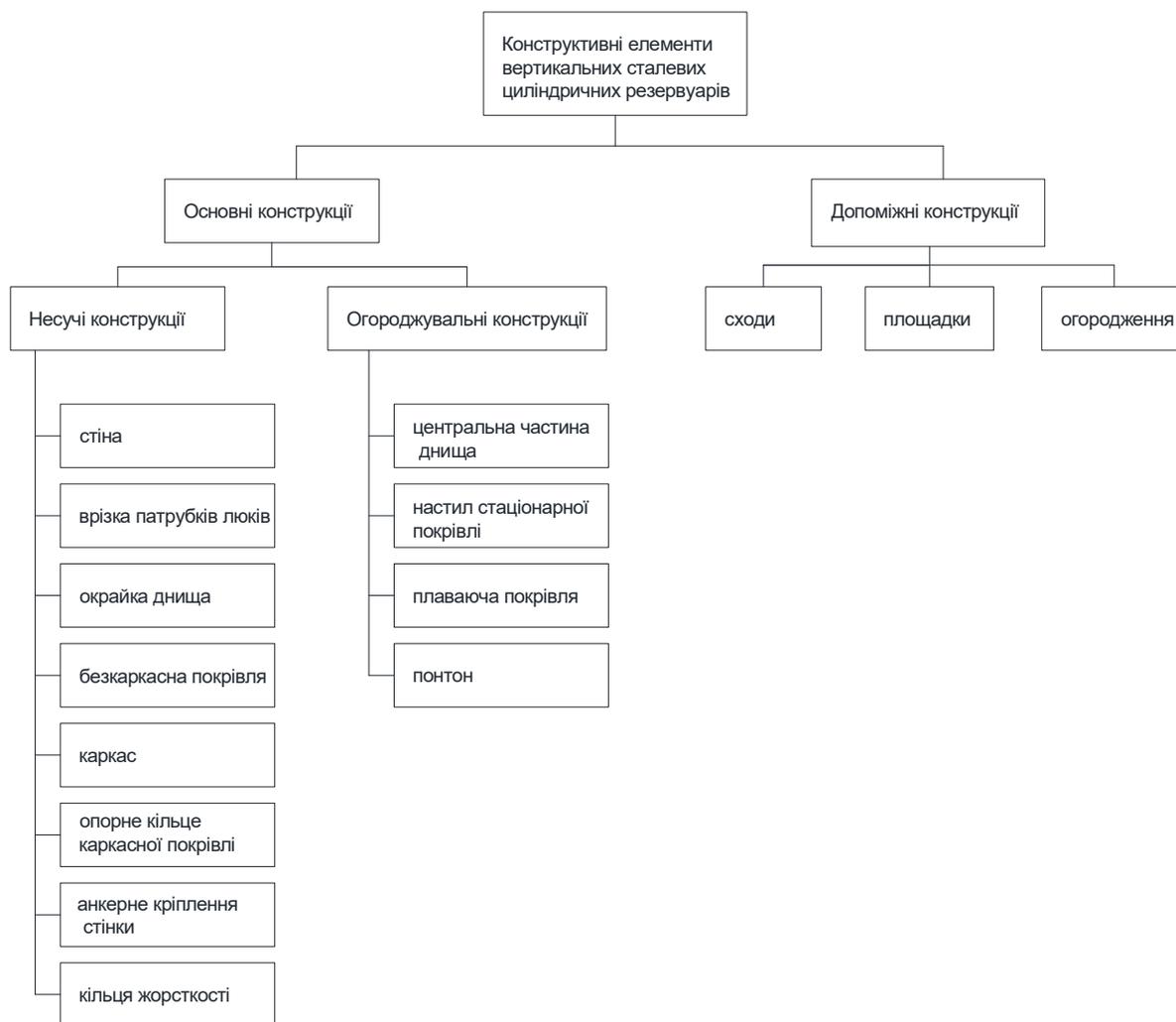


Рис. 2.24 – Діаграма-класифікація елементів вертикальних сталевих резервуарів

Резервуари низького тиску зі стаціонарним дахом залежно від конструкції покриття бувають: із каркасним дахом, з центральною стійкою або без неї (конічної або сферичної форми); з безкаркасним дахом і центральною стійкою.

Спирається стаціонарний дах на стінку резервуара (на кільцевий елемент жорсткості) та центральну стійку чи лише на стінку (розпірна

система). Для сферичного даху застосовується тільки розпірна конструкція.

Безкаркасні дахи застосовують при невеликих снігових навантаженнях – до 1,5 кН/м і малих об'ємах (до 5000 м³) [24]. Для резервуарів об'ємом до 5000 м³ характерна також каркасна конічна покрівля, для резервуарів об'ємом більше 5000 м³ – каркасне сферичне покриття. Каркас сферичного даху слід виконувати ребристим, ребристо-кільцевим або сітчастим. Сітчасті дахи більш економічні, ніж ребристі за витратою сталі та трудомісткістю виготовлення.

Конічні й сферичні каркасні дахи зазвичай складаються зі збірних секторних щитів заводського виготовлення. Щити виготовляють з радіальних і поперечних ребер (прокатні або гнуті профілі) та обшивки зі сталевих листів. Кількість щитів приймають з умови габаритності при перевезеннях (ширина щита повинна бути в межах 3,2 – 3,85 м).

Відстань між поперечними (кільцевими) балками призначають кратною 100 мм (в подальшому уточнюють розрахунком); довжиною ділянки, що примикає до опорного кільця, зазвичай компенсують можливі похибки. Монтаж каркасних конічних і сферичних дахів проводиться з тимчасової центральної стійки. На ній встановлюють центральне кільце, до якого кріпляться всі щити покрівлі. Щити між собою зварюються внапук. Діаметр верхнього опорного кільця – 1500-2500 мм.

Для доступу обслуговуючого персоналу влаштовують сходи. Сходи для підйому на резервуар можуть виконуватися окремо стоячими, з оперттям на власний фундамент (шахтні) або кільцевими – повністю спираються на стінку резервуара. Шахтні сходи є конструктивно-технологічним елементом, який виконує роль власне сходів для підйому на дах резервуара, а також виконує роль каркасу, на який навіртається полотнище стінки (для резервуарів об'ємом до 3000 м³ спільно зі стінкою можуть згоратися полотнища днища та даху).

Недоліки шахтних сходів наступні: вимагають прибудови окремого фундаменту; кріпляться до стінки резервуара декількома рядами радіальних розпірок, які викликають в стінці небажані концентрації напружень, особливо при впливі сейсмічних навантажень. Кільцеві сходи не мають зазначених недоліків застосування шахтних сходів. Для забезпечення вимог безпеки та зручності обслуговування встановленого обладнання рекомендується кругове розташування майданчиків за периметром даху. Для резервуарів без понтона об'ємом понад 1000 м³ допускається виконання майданчиків на 3/4 периметра.

Огородження повинні встановлюватися за цим периметром стаціонарного даху із зовнішнього боку майданчиків; по краях переходів, сходів. Огорожа повинна витримувати навантаження 0,9 кН, прикладене в будь-якому напрямку та в будь-якій точці поручня. Огородження стандартно виготовляють з кутового профілю, але також можуть бути виконані з труб. Для доступу на плаваючі дахи встановлюються «катучі» сходи. Вони мають верхнє шарнірне кріплення до стінки резервуара і нижні ролики, що переміщуються

по направляючими рейками (опорної балки, ферми). Таким чином, сходи автоматично слідуєть будь-якому положенню даху по висоті.

Перетин центральної стійки з конструктивних міркувань (з урахуванням умов обпирання щитів покриття та використання стійки для рулонування елементів резервуару) приймають діаметром більше 0,4 м (за розрахунком на стійкість потрібно менший переріз). Стійка кріпиться до днища анкерами або приварюється по контуру опорного кільця [18]. Для запобігання відриву трубчастої стійки від днища її заповнюють піском.

2.4.3 Конструкції основ і фундаментів для резервуарів

Від правильно підбраного варіанту основ і фундаментів залежить подальша працездатність, термін експлуатації резервуара. Необхідно відзначити, що в період експлуатації під впливом різних навантажень основа деформується і це може призвести до небажаних наслідків (порушення геометрії резервуару, руйнування основи, крени і т.ін.). Тому слід ретельно підходити до будівництва фундаменту, враховуючи такі фактори, як ґрунтові умови основи, сейсмічна стійкість, конструктивні особливості резервуару.

Проектування основи і фундаменту під резервуар має виконуватися з урахуванням положень ДСТУ Б В.2.6-183:2011, ВБН В.2.2-58.2-94, ДБН В.2.1-10-2009, ДБН В.1.1-45:2017, ДБН В.1.1-12:2014 й інших додаткових вимог [15, 18, 25 – 30]. Природні основи не вимагають додаткових інженерних заходів зі зміцнення ґрунту. Вони повинні мати достатній опір (міцність і щільність), за умови, що їх деформації (осідання) під дією навантаження, що передається через подошву фундаменту, не перевищуватимуть граничних значень. До ґрунтів, придатних для влаштування природних основ, відносять скельні і нескельні.

Ґрунти природних основ повинні мати наступні властивості: малу і рівномірну стисливість; стабільність властивостей протягом терміну експлуатації резервуару.

У процесі експлуатації неминуче відбувається осідання фундаменту за рахунок ущільнення ґрунтів. Якщо тиск по подошві фундаменту перевищує розрахунковий опір, то ґрунти отримують нерівномірне ущільнення, що може призвести або до втрати стійкості фундаментної частини, або до настання граничного стану за міцністю ґрунту.

Природна основа з підсіпкою є перехідним інженерним рішенням між природною та штучною основою, вона використовується для збільшення надійності конструкції, і має економічний ефект. Природна основа з підсіпкою може бути природною основою з піщаною подушкою та ґрунтовою подушкою (рис. 2.25), яка виконується у вигляді підсіпки основи [31].

Матеріали, які використовують для підсіпки основи: ущільнений крупний пісок; щебінь; гравій; гравійно-піщана суміш.

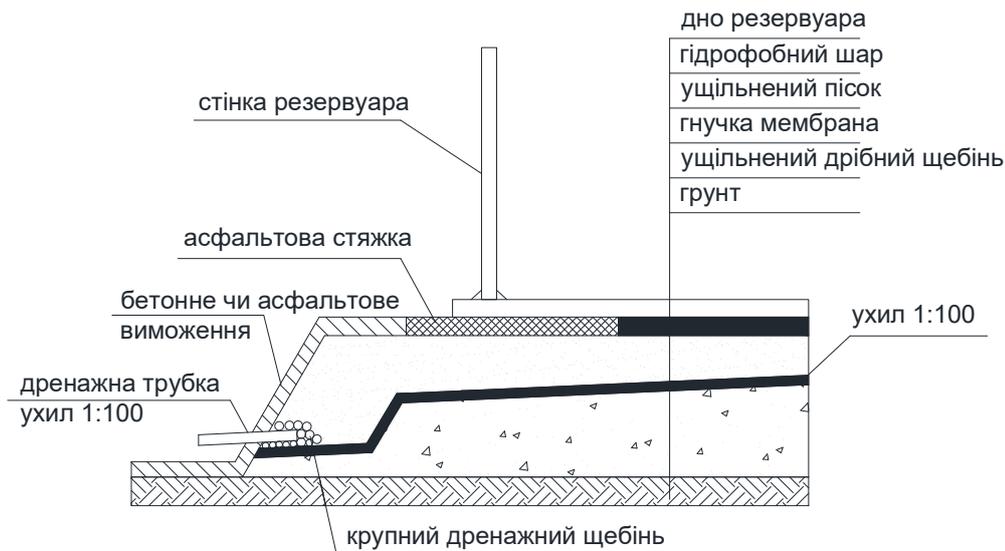


Рис. 2.25 – Ґрунтова подушка під резервуари

Ґрунтова подушка формується шарами товщиною близько 150 мм, шари ущільнюються за допомогою катків масою від 5 до 10 т. Висота подушки може бути від 0,2 до 2,5 м, все залежить від ґрунтових умов майданчика. Для забезпечення дренажу ґрунтової подушки та здійснення контролю за протіканням при пошкодженні дна резервуара необхідно за периметром фундаменту на відстані 5 м один від одного встановити радіальні дренажні трубки $D = 45$ мм, які будуть закриті з боків пластиковою сіткою 10×10 мм.

Щоб забезпечити антикорозійний захист дна по верху підсипки необхідно укласти гідрофобний шар з бітумно-піщаної суміші товщиною не менше 50 мм, що складається з формованої в гарячому стані суміші таких компонентів: 9% бітуму, розчиненого в чистому гасі; 10% портландцементу; 81% чистого піску.

Підсипка, як правило, має вгорі ухил від центру до країв. Причиною цього є те, що резервуар має нерівномірне осідання, крім того, це дозволяє полегшити приплив збереженої нафти (нафтопродукту) до відкачуючих пристроїв. Осідання дна резервуара може досягати до 2 м, виходячи з цього підйом у центральній частині дна резервуара є дуже важливою умовою для подальшої роботи резервуара, і його терміну експлуатації. Із заляганням ґрунту на невелику глибину (не більше, ніж на 3 м), який має малу несучу здатність або набухаючі ґрунти (в районах з глибоким сезонним промерзанням ґрунтів), проводиться їх заміна. Якщо залягання таких ґрунтів більше 3 м, то такий метод економічно не ефективний, через збільшення витрат на вирівнювання резервуарів, встановлених таким методом.

Вимоги до ґрунтової подушки під резервуар:

1. Ґрунтові подушки повинні бути виконані з пошарово ущільненого ґрунту оптимальної вологості, модуль деформації якого після ущільнення повинен бути не менше 15 МПа, а коефіцієнт ущільнення – не менше 0,90;
2. Ухил укосу ґрунтової подушки повинен бути не більше 1:1,5.

3. Ширина горизонтальної частини поверхні подушки за межами окрайки повинна дорівнювати: для резервуарів об'ємом до 1000 м³ – 0,7 м; понад 1000 м³ – 1,0 м, незалежно від обсягу; в районах з сейсмічною активністю від 7 балів і більше – 1,0 м.

4. Поверхня подушки за межами периметра резервуара (горизонтальна та похила частини) повинна бути захищена вимощенням.

Штучна основа використовується в тому випадку, коли ґрунти слабкі й не можуть відповідати нормальним умовам будівництва РВС і подальшої його експлуатації через дію великого тиску на ґрунт. Виникає необхідність у зміцненні ґрунтів. Це можна зробити шляхом ущільнення, хімічного закріплення чи за рахунок вертикального армування бетонними, щебневими, піщаними чи ґрунтоцементними елементами. Крім того пальові основи та фундаменти глибокого закладення, передають навантаження від споруди на більш міцні ґрунти, що залягають глибше від поверхні землі і так само є штучними основами.

Ущільнення ґрунтів роблять декількома способами: за допомогою катків (вагою самих механізмів); за допомогою трамбування (ударним способом); за допомогою вібраторів (вібраційний спосіб). Максимального ефекту можна досягти під час ущільнення при певній вологості ґрунту: піщані ґрунти 8 – 17% вологості; супіски 15 – 18% вологості; суглинки 17 – 20% вологості; глинисті ґрунти 20 – 25%.

Катки застосовують, головним чином, для ущільнення зв'язних ґрунтів і для невеликих за товщиною шарів незв'язних ґрунтів. Останнім часом набуло поширення ущільнення трамбівками, які можна скидати з різних кранів або копрів. Залізобетонні чи металеві плити масою 1 – 2 т піднімають на висоту 1 – 2 м і більше і скидають вниз. При цьому ґрунт ущільнюється на глибину до 1 м. Такий метод можна застосовувати як для зв'язних, так і незв'язних ґрунтів. Вібрацію застосовують для ущільнення тільки незв'язних ґрунтів за допомогою глибинних вібраторів. Цей метод найбільш ефективний при ущільненні піщаних ґрунтів з вмістом пилюватих і глинистих часток не більше 20%.

До ґрунтів з просадочними властивостями, зокрема лесових, необхідно вжити заходів щодо усунення цих негативних властивостей у межах всієї товщі просідання, якщо це можливо, або влаштувати глибокий фундамент, який буде повністю прорізати просадочну товщу. Для набухаючих ґрунтів слід провести ряд заходів: повна чи часткова заміна шару набухаючого ґрунту; використовувати компенсуючі піщані подушки або прорізати ці ґрунти глибокими фундаментами. Якщо резервуар планується будувати на водонасичених глинистих, біогенних ґрунтах і мулах, а розрахункові деформації основи перевищують допустимі, необхідно провести такі заходи: 1) прорізання глибокими фундаментами; 2) повна чи часткова заміна таких ґрунтів на пісок, щебінь або гравій; 3) вертикальне армування елементами підвищеної жорсткості; 4) ущільнення ґрунтів тимчасовим перевантаженням основи (допустимо

ущільнення ґрунтів тимчасовим навантаженням у період гідровипробування резервуарів відповідно до спеціальної програми).

При проектуванні резервуарів, що зводять в закарстованих районах необхідно провести заходи, які дозволять виключити утворення карстових деформацій, наприклад, заповнення карстових порожнин, закріплення закарстованих порід і вищерозміщеної товщі, водозахисні заходи, прорізання карстових порід глибокими фундаментами. У зонах активного утворення карстових порожнин розміщення резервуарів не допускається.

При застосуванні пальових фундаментів кінці паль заглиблюють у малостисливі ґрунти, що забезпечує недопущення граничних деформацій резервуарів. Застосовують пальові основи, як по всій площі дна резервуара (пальове поле), так і лише під стінкою резервуара (кільцевий). Якщо після застосування всіх заходів повністю не виключена можливість перевищення граничних деформацій або їх застосування недоцільно з економічної чи інженерно-технічної точки зору, необхідно передбачити компенсатори у вузлах підключення трубопроводів. Компенсатори – це спеціальні пристрої, які забезпечують міцність і надійність вузлів при осіданні резервуарів. Крім того слід передбачити пристрої для вирівнювання резервуарів.

Існують і різні методи зміцнення ґрунту основи (без його заміни).

1. *Метод попереднього ущільнення шляхом наповнення резервуара.* Один з найбільш часто використовуваних на практиці методів ущільнення ґрунтів основи, а також поліпшення їх будівельних властивостей, який полягає у застосуванні попереднього або часткового наповнення резервуара. Цей спосіб досить простий і дешевий, бо корисне навантаження резервуарів на основу значно перевищує навантаження від ваги будівельних конструкцій і може бути швидко прикладене і зняте. Але, не дивлячись на відносно невелику вартість, даний метод має ряд технологічних складнощів і займає тривалий час, а тому його краще застосовувати для тимчасових резервуарів.

2. *Метод ущільнення основи глибинним водозниженням* можна застосовувати на будівельних майданчиках, на яких є ґрунти, що володіють високою водовіддачею. У цьому методі використовують водознижувальні установки. До їх складу входять колодязі-свердловини, які розташовуються по краю, а один в центрі основи. На практиці максимальне зниження підземних вод склало 8 м, відкачка проводилася до початку будівництва і в період гідравлічного випробування.

3. *Метод ущільнення основи насипом.* Для нього використовується насип висотою в кілька метрів, навантаження від насипу витримуються кілька тижнів до початку монтажу резервуара. Для рівномірного осідання поверхні нетривкого шару ґрунту використовується насип зі змінною висотою. Цей метод дасть позитивний результат тільки в тому випадку, якщо привантажувач буде в 1,5 – 2 рази більше, ніж навантаження від заповненого резервуара. Для резервуарів з великими розмірами насип може досягати 8 – 10 м, а період витримки займати кілька місяців. Щоб основа під стінкою була досить

ущільнена необхідно зводити насип для великої площі забудови резервуара. Але, не дивлячись на досить ефективний метод, його головним недоліком є великий обсяг земляних робіт, що є вкрай скрутним в північних регіонах з тривалим періодом зими з низькими температурами.

4. *Методи хімічного і термічного закріплення ґрунту.* В умовах дослідів було застосовано закріплення ґрунтів основ резервуарів з допомогою ін'єкціонування хімічно активними речовинами, а саме електрохімічне закріплення розчином хлористого кальцію. Цей метод вкрай дорогий і його застосування на будівельних майданчиках зі слабкими ґрунтами, що залягають на велику глибину є не перспективним, через економічну недоцільність.

5. *Метод підсилення основи піщано-гравійними вертикальними елементами.* Один з найпоширеніших способів отримання штучної основи для резервуарів – ущільнення ґрунтів шляхом влаштування вертикальних елементів з піску чи щебню, що особливо ефективно в неконсолідованих слабких глинистих ґрунтах. Дослідження показали, що значне зменшення осідань спостерігається тільки тоді, коли палі з суміші піску і щебню розташовуються досить близько одна до одної (на відстані до 5 діаметрів палі) і влаштовуються на всю глибину товщі, що стискується.

6. *Метод закріплення основи ґрунтоцементними елементами (ГЦЕ).* Ґрунтоцементні основи доцільно використовувати, якщо міцні ґрунти розташовані глибоко, а з поверхні залягають слабкі ґрунти, які необхідно прорізати палями. Оскільки міцні ґрунти залягають глибоко, то спертися на них палями дуже важко (потрібно застосовувати буронабивні палі), а використання в якості несучого шару палі не дуже міцних ґрунтів призводить до малої несучої здатності палі. Тому використовувати бетон в якості матеріалу таких палі нераціонально. Ґрунтоцементні основи використовують в умовах, де природна основа потребує зміцнення у будь-якому напрямку. ГЦЕ можна застосувати для армування основи під всією площею резервуара, як суцільну оболонку для зміцнення основи за контуром резервуара, а також як ґрунтоцементні палі (рис. 2.26).

7. *Метод посилення слабого шару, який підстилає намив, шляхом утрамбовування щебеню через окремі пробиті свердловини.* Спосіб, який розроблено в ПолтНТУ, полягає в тому, що в намитому піску влаштовують котлован на проектну позначку, яка відповідає підшві фундаменту резервуару. Потім за допомогою устаткування для пробивання свердловин у намитому піску пробивають свердловини до слабого шару і через них утрамбовують щебінь для витиснення слабого ґрунту. Після закінчення втрамбовування щебеню свердловини заповнюють піском із пошаровим ущільненням тією ж трамбівкою. На підготовлених таким чином основах споруджують фундамент мілкого закладання.

Спосіб поліпшення властивостей слабого водонасиченого шару, який підстеляє намив, оснований на формуванні в ньому зон з утрамбованого щебеню. Від їх властивостей і геометричних характеристик залежать міцність і деформативність основ фундаментів мілкого закладання.

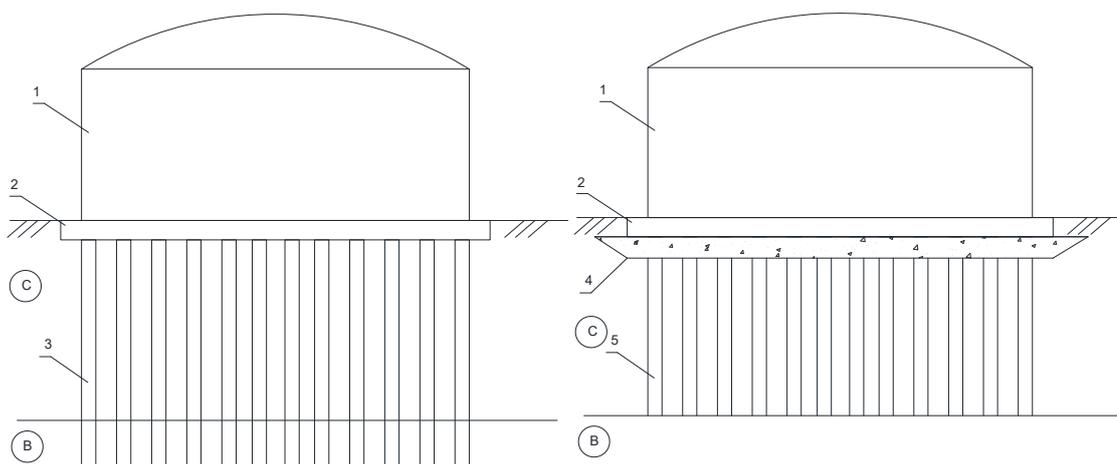


Рис. 2.26 – Армування слабого ґрунту вертикальними елементами для: а – зведення пальових фундаментів; б – підсилення основи фундаментів вертикальними елементами; 1 – резервуар; 2 – фундамент будівлі; 3 – ґрунтоцементна паля; 4 – щебенева подушка; 5 – вертикальні елементи армування основи (с – слабкий ґрунт; в – міцний шар)

На рис. 2.27 у розрізі показано розміщення пробитих свердловин з оточуючим простором під резервуаром. На підставі таких досліджень встановлено, що зона проникнення щебеню має форму еліпсоїда обертання. Співвідношення півосей його залежить від товщини слабого шару за умови постійності об'єму втрамбованого щебеню. Пояснюється це розсіюванням щебеню в слабкому ґрунті. Концентрація щебеню підвищується з наближенням до осі пробитої свердловини.

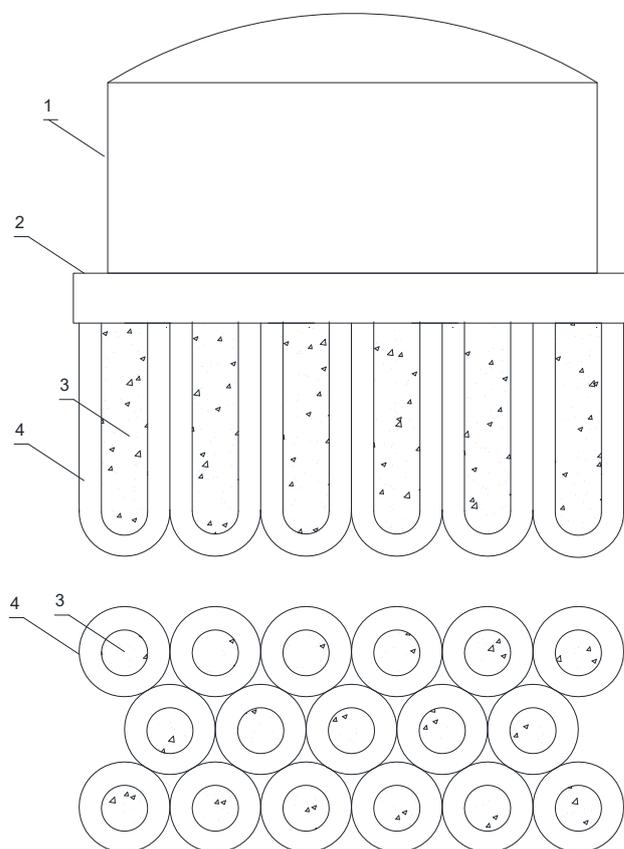


Рис. 2.27 – Глибинне ущільнення утрамбуванням щебеню у окремих свердловинах під РВС: 1 – РВС, 2 – залізобетонна плита, 3 – свердловина заповнена щебенем з піском; 4 – ущільнена зона

8. *Метод ущільнення основ резервуарів важкими трамбівками* досить актуально застосовувати для лесових просадочних ґрунтів. Особливо раціонально використовувати цей спосіб при спорудженні конструкцій із великою площею спирання (резервуари, конструкції на суцільній плиті).

Ущільнення ґрунтів важкими трамбівками здійснюють шляхом скидання трамбівки масою 2 – 6 т із розвинутою подошвою на поверхню ґрунту. Кількома ударами по одному сліду, а потім із частковим перекриттям слідів за площею досягають ущільнення ґрунту на глибину, приблизно рівну діаметру подошви трамбівки.

9. *Метод глибинного ущільнення ґрунтовими палями* просадочних і насипних ґрунтів полягає в тому, що падаючою важкою циліндричною трамбівкою масою від 2,5 т пробивають свердловини з витисканням ґрунту в боки з подальшим заповненням їх місцевим ґрунтом із пошаровим трамбуванням (рис. 2.28). У результаті навколо кожної свердловини утворюється зона ущільненого ґрунту діаметром, що в 2 – 4 рази перевищує діаметр свердловини d . Група таких свердловин створює масив ущільненого ґрунту з підвищеними механічними властивостями.

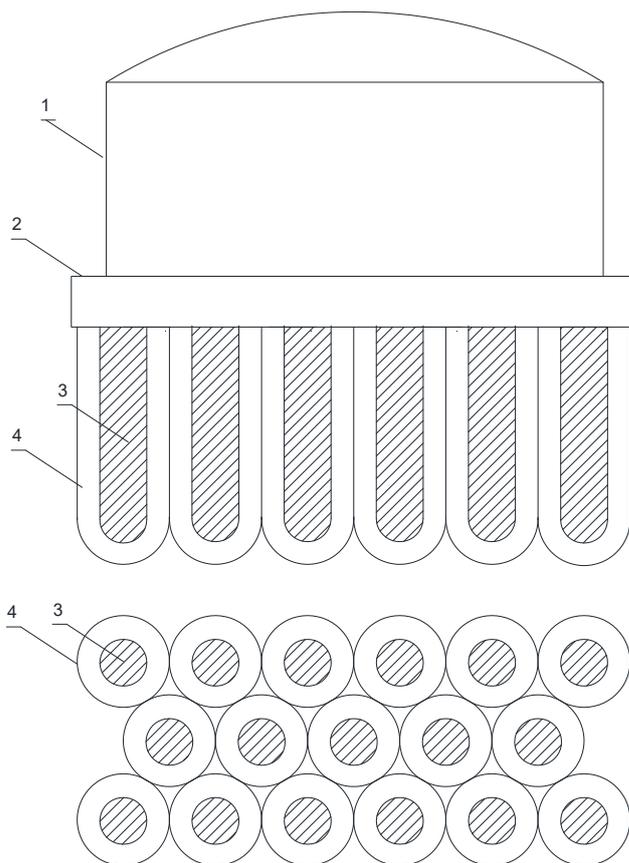


Рис. 2.28 – Глибинне ущільнення основи резервуару ґрунтовими палями

Аналогічно проводять *ущільнення водонасичених ґрунтів піщаними палями*. Свердловини пробивають під захистом інвентарної труби. У процесі заповнення свердловини ущільненим піском інвентарну трубу поступово вилучають. Найчастіше піщаними палями закріплюють заторфовані ґрунти, слабкі водонасичені дрібні та пилуваті піски,

враховуючи прошарки лінз супісків, суглинків, глин, мулів. Цей метод потребує додаткового влаштування фундаменту під резервуар, наприклад із суцільної залізобетонної плити. При розрахунку деформаційних характеристик ґрунтів основи використовується усереднене значення модуля деформації піщаних паль і навколишнього неуцільненого ґрунту.

Перевагою піщаних паль є те, що вони працюють як дренаж, відводячи порову воду із водонасичених ґрунтів на поверхню. Влаштовують такі палі аналогічно ґрунтовим у шаховому порядку. При формуванні зони ущільнення у масиві ґрунту навколо паль підвищується тиск порової води, що значно пришвидшує процес фільтрації води до піщаних паль і сприяє ущільненню ґрунтів навколо них. Кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення ґрунту збільшується в 1,5 – 2 рази, а модуль деформації – більш ніж в 2 рази.

Ущільнення вапняковими вертикальними елементами застосовується для ущільнення слабких водонасичених глинистих і заторфованих ґрунтів значної товщі (понад 10 м). Суть методу базується на тому, що при влаштуванні вапнякових паль відбувається взаємодія негашеного комового вапняку із навколишнім його слабким водонасиченим ґрунтом, що сприяє покращенню його міцнісних і деформаційних характеристик. При цьому відбувається зменшення коефіцієнта водонасичення ґрунту, і можливо верхні шари додатково ущільнити важкими трамбівками або замінити їх на ґрунтові подушки.

Вибір типу фундаменту під РВС залежить від ряду чинників: характеристики ґрунту (стиснення, набухання, сезонне промерзання, глибині залягання тощо); об'єм резервуара; величини навантажень, які будуть передаватися на ґрунт.

Конструкцію кільцевого залізобетонного фундаменту наведено на рис. 2.29. Ширина кільцевого фундаменту повинна бути не менше 0,8 м для резервуарів об'ємом до 3000 м³ і не менш 1,0 для резервуарів об'ємом понад 3000 м³. Товщину залізобетонного кільця приймають не менше 0,3 м. Така конструкція фундаменту забезпечує стійкість насипного шару (підсипки), при цьому, не збільшуючи жорсткості вузла сполучення дна зі стінкою. Крім того вона не впливає на нерівномірність осідань резервуара.

При будівництві РВС у сейсмічних районах наявність кільцевого залізобетонного фундаменту є обов'язковим. Ширина кільця повинна бути не менше 1,5 м, а товщина понад 0,4 м [31] (рис. 2.30). У випадках, якщо кільце влаштовують у вигляді підпірної стінки, тоді підсипка виконується з піщано-гравійної суміші. Існує ще конструкція фундаменту резервуара на природній основі з щебеним кільцем під стінкою. Особливість фундаменту полягає в тому, що під стінкою використовують не пісок, а щебінь для створення щебеневого чи гравійного насипу висотою не менше 60 см, шириною по верху 1 – 2 м (рис. 2.31).

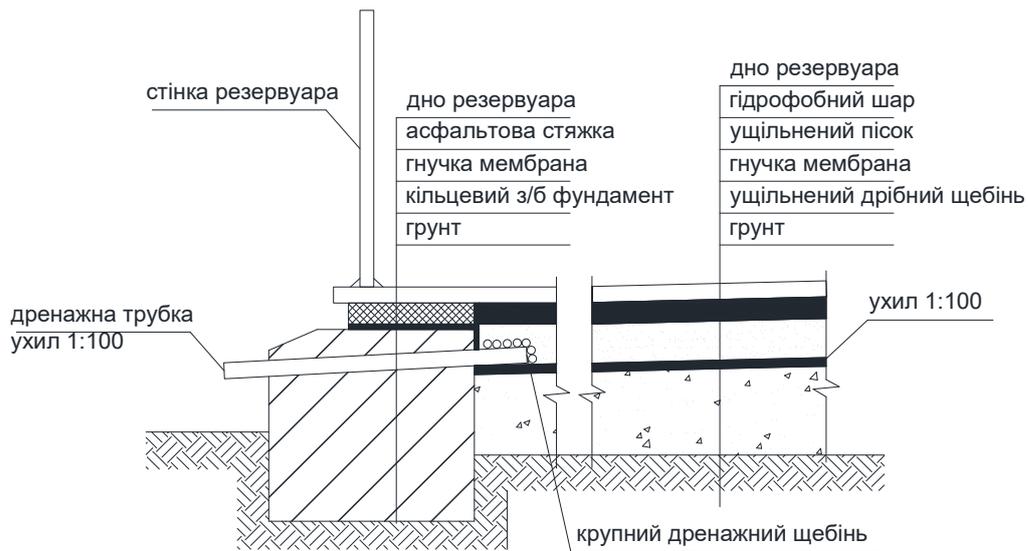


Рис. 2.29 – Кільцевій залізобетонний фундамент

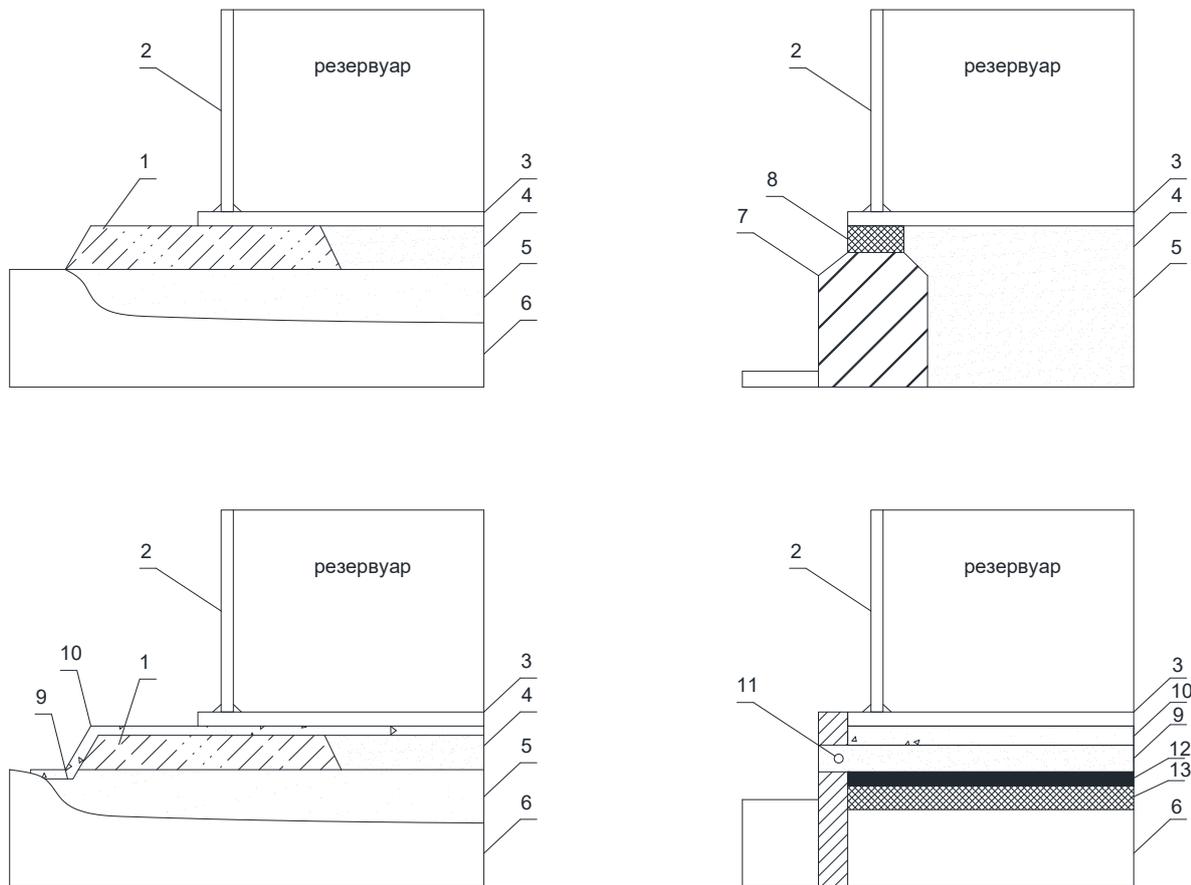


Рис. 2.30 – Фундаменти РВС: а, в – гравійні; б – в формі залізобетонного кільця; г – у вигляді підпірної стінки; 1 – підсипка із гравію; 2 – стінка РВС; 3 – дно РВС; 4 – ущільнений пісок; 5 – піщана засипка; 6 – ґрунт основи; 7 – залізобетонне кільце; 8 – асфальт; 9 – підсипка; 10 – вирівнювальний шар; 11 – дренажний отвір; 12 – ПВХ-плівка; 13 – залізобетонна плита

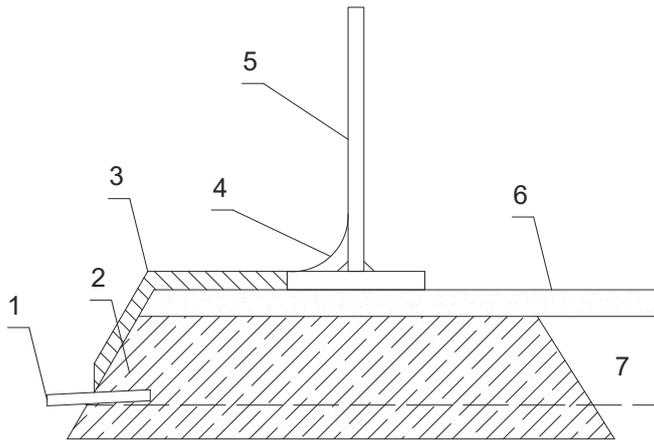


Рис. 2.31 – Подушка з щебеню під стінкою РВС: 1 – дренажні трубки; 2 – кільцева подушка; 3 – асфальт; 4 – гідроізоляція; 5 – стінка резервуару; 6 – підсіпка з щебеню; 7 – пісок

Дно резервуара необхідно захистити від дії корозії під впливом ґрунтових вод і конденсату. Для цього рекомендується використовувати антикорозійний захист дна у вигляді гідроізоляційного шару під дном резервуару з піщаного ґрунту, просоченого нафтовими в'язучими домішками або з рулонних матеріалів. Для захисту від корозії використовують гарячі та холодні асфальтобетонні суміші, піщаний ґрунт вологістю не більше 3% і коефіцієнтом щільності не менше 0,98, який містить бітумні компоненти [32].

Фундамент у вигляді суцільної залізобетонної плити (рис. 2.32). Такі фундаменти рекомендується встановлювати під РВС діаметром не більше 15 м при зберіганні в них етилованого бензину, реактивного палива чи інших отруйних продуктів. Для виявлення можливих протікань продукту залізобетонна плита повинна мати ухил не менше 1% від центру до периметру, а також радіально розташовані дренажні канавки. При таких фундаментах резервуар спирається на залізобетонну плиту, встановлену або на поверхні основи, або нижче позначки планування. Залізобетонна кільцева стрічка за периметром плити заглиблюється нижче її підосви і служить для зниження бічного переміщення ґрунту, в т. ч. підвищує стійкість резервуару на горизонтальні навантаження.

Пальові фундаменти використовують, як правило, на майданчиках зі слабкими ґрунтами. Як показує досвід, за допомогою паль можна домогтися допустимого рівня осідань резервуара. При будівництві РВС з влаштування пальових фундаментів не завжди вдається отримати бажаний результат, при цьому капіталовкладення іноді наближаються до вартості самих металоконструкцій. Іноді під час гідровипробувань фіксуються випадки осідання основи пальового фундаменту, що перевищували проектне, і становили майже половину величини осідань, передбаченої на весь термін служби резервуара. Неefективність застосування пальових фундаментів при будівництві РВС, пояснюється тим, що при великих розмірах фундаментів в плані палі, довжина яких становить зазвичай 0,25 діаметра резервуара і менш, виявляються в зоні дії найбільших вертикальних напружень в основі резервуара. Тому деяке зменшення

напружень за рахунок збільшення глибини закладення умовного фундаменту мало позначається на осіданнях такого фундаменту.

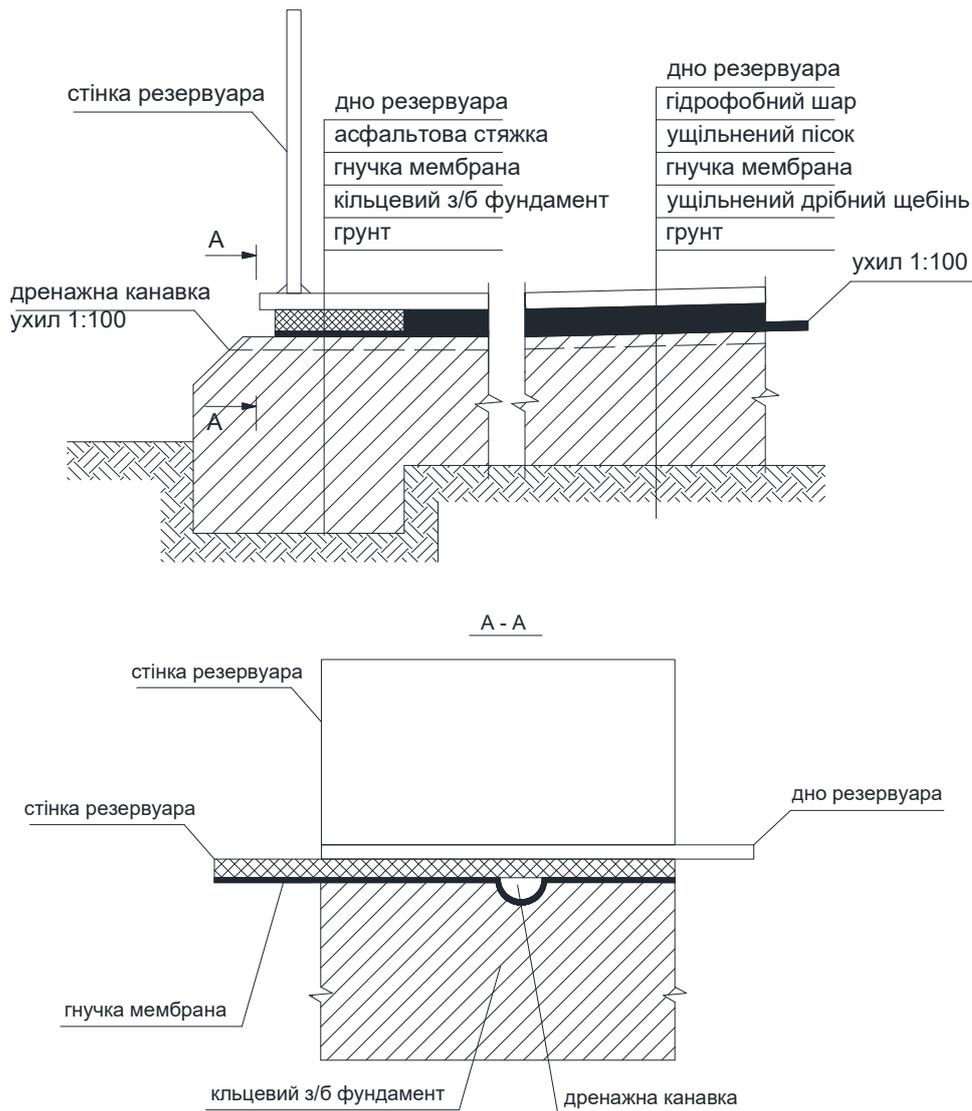


Рис. 2.32 – Фундамент у вигляді суцільної залізобетонної плити

Крім того використання паль може навіть виявитися небезпечним. Це пов'язано з тим, що іноді на великих глибинах в основі резервуара можуть перебувати шари слабких ґрунтів. Виявити шари з такими ґрунтами не завжди виявляється можливим через різні технічні складнощі, які можуть виникнути з бурінням і відбором зразків ґрунту з великих глибин.

При великій товщі ґрунтів із слабкою несучою здатністю для того, щоб попередити нерівномірне осідання основи, необхідно збільшити жорсткість кільцевого фундаменту (рис. 2.33). Для цього варто використовувати масивний стрічковий залізобетонний фундамент під стінку резервуара, який забезпечує достатню жорсткість конструкцій по колу. Головним критерієм для визначення висоти фундаменту під резервуар є умова заглиблення підшви нижче межі сезонного промерзання ґрунту. Щоб зменшити висоту фундаменту потрібно влаштувати проміжну щебеневу подушку, що забезпечує передачу навантаження від резервуара на фундамент. У зв'язку з

тим, що навантаження на такий фундамент дуже мале, то площа поперечного перерізу може бути порівняно невеликою.

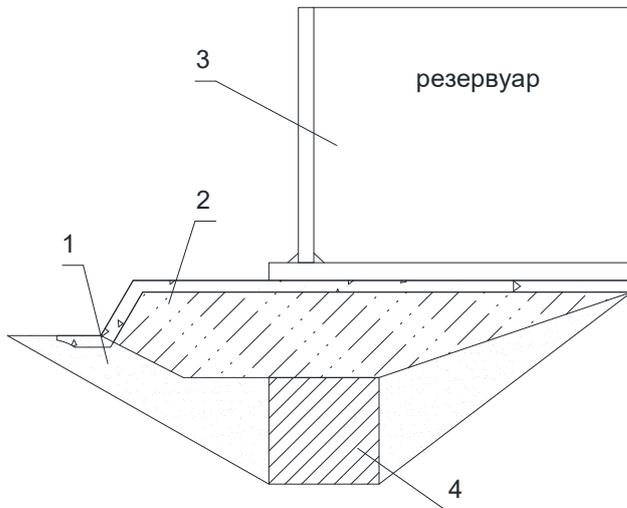


Рис. 2.33 – Стрічковий фундамент під резервуар: 1 – ненабухаюча засипка; 2 – щебенева подушка; 3 – резервуар; 4 – кільцевий фундамент

Фундамент по бокам обсіпається ненабухаючим матеріалом. Щоб вирівняти край резервуара при нерівномірних осіданнях, по контуру фундаменту під частиною резервуара, яка просіла в щебеневій подушці виконують приямок і встановлюють підйомний пристрій (наприклад, домкрат), що спирається на залізобетонний фундамент. Після підйому краю резервуара на необхідну позначку підйомний пристрій знімають і приямок засипають. У резервуарів, які мають великий об'єм виникають вузлові моменти в місцях примикання стін до дна. Вони впливають на НДС дна і основи під ним. Щоб знизити крутий момент можна використовувати залізобетонне кільце, влаштоване за зовнішнім контуром стінки резервуара спільно з металевими ребрами жорсткості у вигляді розкосів (рис. 2.34). Число розкосів визначається конструктивно чи розрахунком в залежності від об'єму резервуара [31].

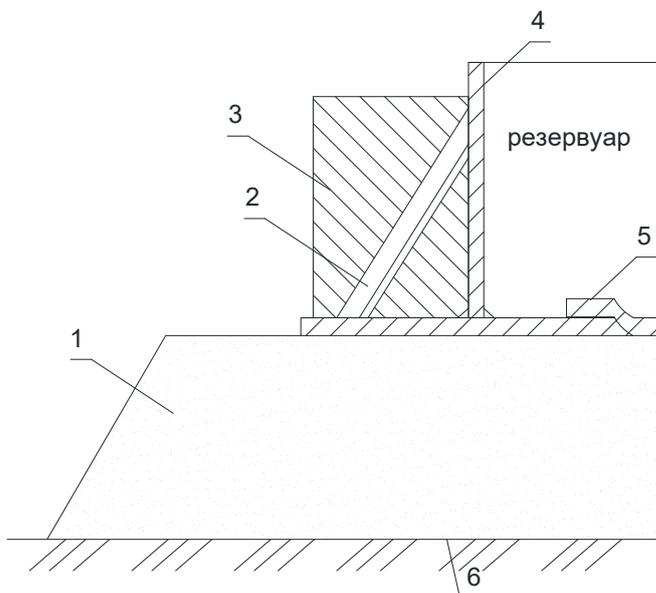


Рис. 2.34 – Підсилення вузла з'єднання стінки з дном: 1 – піщана підсипка; 2 – розкоси; 3 – залізобетонне кільце; 4 – стінка PVC; 5 – дно PVC; 6 – основа

2.5 Обґрунтування підвищення терміну експлуатації резервуарів і методи їх захисту від небезпечних факторів

Основною проблемою, що виникає при дослідженні та узагальненні підходів до врахування впливів і навантажень на конструкцію резервуарів, є істотна відмінність вітчизняної та закордонної нормативної документації. Так резервуари, побудовані за стандартами ДБН, ГОСТ, СА, API (США), EN (Євросоюз), BS (Великобританія), мають різні конструкції основ і фундаментів, геометричні, жорсткісні та інші характеристики.

2.5.1 Критерії оцінювання осідання основ резервуарів

У межах досліджень поставлена задача ретроспективно узагальнити критерії оцінювання НДС РВС і вимоги до технічного стану основ при їх осіданнях. Для цього використано наукові дослідження, дані натурних вимірів, нормативна документація різних країн.

Питання впливу елементів додаткової жорсткості (приймально-роздавального вузла, трубопроводів газоурівнюючої системи і аварійного скидання, аварійного пожежогасіння та зрошення) на НДС споруд розглянуті в працях [33 – 38], де отримано залежності параметрів стану металоконструкцій від величини рівномірного осідання РВС-20000. У галузевих нормах різних країн допустима величина рівномірного осідання варіюється від 200 до 1500 мм і більше (табл. 2.9).

Таблиця 2.9 – Допустимі значення рівномірних осідань у нормативних документах

Нормативний документ	Максимальна величина осідання, мм
ГОСТ 52910	200 мм
РБ Серія 03 Випуск 69	
API 653 (США)	Не регламентується*
	50**
BS 2654 (Великобританія)	1000 – 1500***
Eurocode EN 14015	Не регламентується*
* – максимальна величина осідання призначається організацією-замовником у технічному завданні;	
** – за один етап гідравлічного випробування;	
*** – при додатковому технічному обґрунтуванні проектною організацією	

Головною відмінністю вимог країн СНД від західних щодо обмеження рівномірного осідання є те, що в стандарті API проектування резервуарів здійснюється «до першого фланця», тобто не враховуються елементи додаткової жорсткості при оцінюванні осідань. У вітчизняній документації має місце комплексний підхід до проектування – береться до уваги все

технологічне обладнання та обв'язка РВС. Виходячи з цього, призначаються граничні допуски рівномірного осідання.

У працях [39, 40] крен розкладався в ряди Фур'є з коефіцієнтом гармоніки 1. Крен оболонкової конструкції стінки може стати причиною порушення експлуатаційної придатності споруди. Внаслідок крену стінки зменшується дійсний рівень наливу продукту, змінюється форма оболонки, збільшуються напруження в стінці. Вплив крену на НДС резервуарів розглядається в роботах [41 – 43]. З використанням аналітичних методів в [44] автори отримали залежність максимально допустимого значення крену без перевищення допустимих напружень в стінці

$$\delta_{\max} \leq \frac{-4\sigma_B(t_{\max} - t_k)}{[n]\gamma_\omega G_s D} - 2(H - \Delta h_d), \quad (2.4)$$

де δ_{\max} – максимальна різниця висотних відміток будь-яких двох діаметрально протилежних точок, м; H – висота резервуара, м; Δh_d – відстань від рівня наливу до верхнього краю стінки, м; σ_A – межа міцності сталі стінки, МПа; t_{\max} – товщина стінки, мм; t_k – припуск на корозію для товщини стінки, мм; $[n]$ – коефіцієнт запасу міцності стінки; γ_ω – щільність рідини, кг/м³; G_s – гравітаційна стала, м/с²; D – діаметр резервуара, м.

Langeveld в [45] рекомендує обмежувати максимальне значення осідань між двома діаметрально протилежними точками в межах 50 см, а також допускати відхилення стінки від вертикалі в будь-якій точці на величину не більше 30 см. Дані межі обмежують додаткові кільцеві напруження до значень трохи менше 2% від максимальних кільцевих напружень, викликаних гідростатичним тиском стовпа рідини, а також перешкоджають радіальним деформаціям стінки більш, ніж на 2,5 см.

Згідно [44] руйнування резервуара від осідання типу «крену» практично неможливо. На практиці, максимальна величина крену δ_{\max} , не повинна перевищувати $2\Delta h_d$, щоб не допускати заклинювання плаваючого даху та понтона і появи надмірних напружень у резервуарів зі стаціонарним дахом. Значення допустимої величини крену РВС рекомендується розрахувати як

$$\delta_{\max} \leq 2\sqrt{\Delta R_{\tau 01} \cdot D}, \quad (2.5)$$

де $\Delta R_{\tau 01}$ – допустима відстань між плаваючим дахом і стінкою, м; δ_{\max} – максимальна різниця висотних відміток будь-яких двох діаметрально протилежних точок, м.

У США порівняно з українською нормативною базою є принципові відмінності в частині призначення допустимої величини крену. Українські регламентуючі документи [44] жорстко обмежують величину крену: 1/250 – для РВС і 1/500 для РВСП (ПК, ПА). В американському стандарті

API 653 є формула розрахунку допустимої величини крену залежно від висоти, діаметра та властивостей сталі резервуара

$$S_{\max,ft} = \frac{(L^2 \cdot Y \cdot 11)}{2 \cdot E \cdot H}, \quad (2.6)$$

де $S_{\max,ft}$ – максимальна різниця висотних відміток будь-яких двох діаметрально протилежних точок; L – довжина дуги між точками вимірювання; Y – межа плинності сталі; E – модуль Юнга сталі; H – висота резервуара.

Аналізуючи підходи з оцінювання допустимої величини крену в вітчизняних та зарубіжних стандартах, можна зробити висновок про їх суттєві відмінності. Так у нормативах України дано досить жорсткі допустимі значення крену для РВС і РВСП незалежно від їх розмірів. У стандарті API, в свою чергу, представлена формула, що дозволяє визначити допустиму величину крену залежно від типорозміру резервуара та марки сталі. При розрахунку допустимого крену РВС-20000 за типовим проектом ТП-704-60-1 з використанням формули (2.6) відповідно до API 653, отримаємо гранично допустиме значення крену 0,0019, що приблизно відповідає відношенню 1/500, прийнятому у вітчизняному стандарті [46]. Це говорить про те, що максимально допустимі значення крену, призначені у стандартах СНД, не суперечать вимогам міжнародно-правових актів.

Підходи до оцінювання нерівномірного осідання мають істотні відмінності. В американському стандарті API 653 критерії визначення допустимих параметрів нерівномірного осідання резервуарів засновані на дослідженнях [44], де виділяють 3 типи осідань металоконструкцій: стінки РВС; центральній частині днища та граничній області в зоні впливу стінки й уторного шву.

При оцінюванні нерівномірного осідання до уваги приймають лише позначки зовнішнього контуру днища резервуара. У Eurocode EN 14015 взагалі не регламентуються дозволені параметри осідань, проектні організації самостійно призначають і розраховують прогнозоване та максимальне нерівномірне осідання на весь термін експлуатації для кожного РВС. Також при відповідному обґрунтуванні в залежності від прогнозованих показників осідань призначають періодичність і обсяг моніторингу РВС.

Узагальнення підходів до оцінювання нерівномірних осідань можливо виконати порівнянням вимог нормативної бази США та пострадянського простору, а саме роботи [44], яка є базою вимог нормативного документа API 653 в частині граничних значень нерівномірних осідань РВС. Нерівномірне осідання може привести до надмірних деформацій стінки і виникнення в ній небезпечних напружень. Деформація стінки, яка призводить до того, що вона набуває викривлену циліндричну форму, може стати причиною заклинювання плаваючою даху резервуара.

Надмірні напруження можуть стати причиною пошкодження й руйнування стінки і, як наслідок, розливу вмісту РВС.

Lambe, Langeveld, Malik і Penman [45, 47, 48] пропонують подібні підходи при обґрунтуванні допустимих значень нерівномірного осідання (для конструкції стінки). Lambe і Penman запропонували оцінювати загальну деформацію оболонки стінки по відношенню до діаметру резервуара, тоді як Langeveld і Malik оцінюють локальні деформації за контуром стінки. Щоб порівняти критерії в еквівалентних умовах, розрахунки та критерії авторів Langeveld і Malik адаптовані й перераховані в [44]. Прийнято допущення про те, що позаплощинна деформація викликається загальною деформацією стінки

$$S = S_{\max} \cdot \cos(4X/D), \quad (2.7)$$

де S_{\max} – максимальна різниця відміток будь-яких двох точок у межах зони нерівномірного осідання, мм; X – окружна координата (за контуром стінки), м.

Така модель перевірена в натурних умовах на РВС [43]. Langeveld і Malik визначають контур депланації нижньої кромки стінки за трьома суміжними точками, які отримані шляхом нівелювання. Lambe і Penman розраховують функцію депланації, використовуючи 4 точки, оцінюють максимальне значення SAG (максимальна різниця відміток чотирьох окружних точок резервуара). Lambe і Penman використовують функцію просадки у вертикальній площині за всією довжиною зони просідання. Внаслідок значного числа точок вимірювання n , Langeveld враховує максимальний радіус кривизни в межах даної функції. Malik підтвердив, що використання максимального радіуса кривизни призводить до високої точності розрахунку [43].

Значні величини відхилення кривої зовнішнього контуру днища від горизонталі можуть виникнути як внаслідок локальних осідань, так і з причини осідання всього резервуара. Припущення Langeveld про те, що при допомозі синусоїди можна описати локальну деформацію виявилось неповноцінним, тому що дуже часто мають місце локальні деформації. Критерій Malik узгоджується і з локальними, і з загальними деформаціями. При цьому використовується значна кількість точок вимірювання.

Більшість проектних організацій США при призначенні області допустимих величин нерівномірного осідання стінки керуються величиною вертикальної складової депланації, яка впливає на безвідмовну роботу понтона чи плаваючої даху. Такий підхід застосовують до старих резервуарів малого діаметра і він не є актуальним. Сучасні резервуари мають більше співвідношення діаметра до висоти. Таким чином, вони можуть мати набагато більші деформації конструкції, і наявні значення осідань не впливають на їх нормальну експлуатацію. Більш того, нові види ущільнювачів для герметизації плаваючих покриттів забезпечують більш широкий діапазон радіальних відхилень стінки, що дозволяє експлуатувати

резервуар зі збільшеним осіданням стінки. Незважаючи на це, цілком ймовірно виникнення неприпустимих напружень у стінці.

DeBeer в [55] обґрунтував, що нерівномірне осідання є причиною виникнення неприпустимих напружень у стінці. Він встановив зв'язок між збільшенням вертикальних переміщень за рахунок нерівномірного осідання резервуара за периметром ΔS_i і радіусом кривизни вертикальній площині в цій же точці R_{ci} , запропонував співвідношення

$$(R_c)_i = l^2 / 2\Delta S_i, \quad (2.8)$$

де l – відстань між точками вимірювання осідань, м.

При радіусі кривизни $R_c < 1500$ м з'являються перенапруження в конструкціях РВС із стаціонарною покрівлею діаметром менше 20 м. Визначено безпечне співвідношення для резервуарів з плаваючими покрівлями

$$\Delta S_i / l \leq 1 / 450. \quad (2.9)$$

Аналіз цього виразу дозволив отримати більш точне співвідношення між величинами нерівномірного осідання та напруженнями в стінці резервуара. В [44] сформульовано співвідношення між радіусом кривизни, що використовується DeBeer і згинальним напруженням в стінці

$$(R_c)_i \approx HE / \sigma, \quad (2.10)$$

де H – висота резервуара, фути (ft); E – модуль Юнга стали, фунт-сила на квадратний дюйм.

Підставляючи вираз (2.9) у (2.10) і замінюючи напруження σ на межу міцності σ_v , виходить наступне співвідношення

$$\Delta S_i \leq \frac{Kl^2}{HE} \sigma_v, \quad (2.11)$$

де K – коефіцієнт, що враховує нелінійну поведінку матеріалу стінки, вторинні ефекти геометрії резервуара.

Вивчаючи особливості поведінки конструкцій стінки РВС, особливо випадки руйнування, ставилося завдання отримати емпіричні залежності коефіцієнта K для обґрунтування впливу нерівномірних осідань зовнішнього контуру днища на руйнування стінки. Для резервуару діаметром 20 м і $R_c = 1,5$ м DeBeer визначає коефіцієнт K від 2 до 3. Запропоноване ним співвідношення (2.11) для безпечної експлуатації великогабаритних резервуарів з плаваючою покрівлею, відповідає діапазону значень коефіцієнта K від 1,5 до 3,3 в залежності від геометричних і конструкційних характеристик конкретного РВС. Greenwood же пред'являє жорсткі вимоги до величини нерівномірного осідання й призначає максимальне значення $K=3,3$ для запобігання появи граничних напружень у стінці.

Розглядаючи схему стінки як балки на пружній основі, ставилося завдання з'ясувати, за яких значеннях K відбувається руйнування. Для деформації звичайної балки в пружній і пластичній зонах коректним є вираз

$$\Delta S_i = \epsilon l^2 / H, \quad (2.12)$$

де ϵ – напруження розтягу в найбільш віддаленій поверхні від нейтрального шару, Па; l – відстань між крайніми точками ΔS_i , м; H – висота стінки, м.

Для балок марки 36 ksi ($1,6 \times 10^5$ Н) за стандартом ASTM, Salmon і Johnson в [49] визначили значення відносних деформацій для різних меж: на межі плинності осьова деформація становить 0,00125; на межі тимчасового зміцнення – 0,014; на межі міцності при розтязі – 0,11.

Згідно (2.12) параметр ΔS_i при досягненні межі міцності для стінки прийме значення

$$\Delta S_i = 0.11 l^2 / H. \quad (2.13)$$

Помноживши вираз (2.13) на співвідношення $\sigma_A / A / \sigma_A / A$ і використовуючи значення $\sigma_B = 408$ МПа, для сталі 36 ksi маємо

$$\Delta S_i = 55 \frac{l^2 \cdot \sigma_B}{H \cdot E}. \quad (2.14)$$

Звідси руйнування на межі міцності металу стінки повинно виникати при значенні коефіцієнта $K = 55$. Відповідне значення коефіцієнта K для межі текучості дорівнює 0,6, а для межі тимчасової міцності – 7.

Розглянувши результати розрахунків для простої балки та значення коефіцієнтів K , обчислених за даними натурних вимірювань, автори [44] прийняли значення коефіцієнт $K=7$ в якості допустимого коефіцієнта запасу. Після досягнення цієї величини при нерівномірному осіданні можливе перевищення межі текучості сталі у зовнішньому шарі оболонки, проте напруження не досягають зони межі міцності. У конструкціях одного з 33 резервуарів TONEN [50] була перевищена вказана межа без будь-яких негативних наслідків. У двох з 59 інших резервуарів була перевищена ця межа, та руйнування стінки не відбулося.

Для зручності використання критерію межа міцності σ_B у (2.14) замінена на межу плинності σ_T

$$\Delta S_i = 55 \frac{l^2 \cdot \sigma_T}{H \cdot E}. \quad (2.15)$$

У даному випадку $K = 7$, а коефіцієнт запасу дорівнює 1,6.

Критерій (2.15) не включає в себе умову стійкості стінки. Передбачається, що при нерівномірних осіданнях зниження стійкості виникає у верхній частині стінки, та це не тягне за собою руйнування стінки і не може бути результатом розливу рідини. Таким чином, питання руйнування РВС з причини втрати стійкості вимагає більш поглибленого дослідження.

У [44] стверджується, що при аналізі нерівномірного осідання днища, слід розглядати два його види: загальна деформація по всій площині та локальні деформації окремих ділянок. У більшості робіт (за винятком досліджень Guber і Hayashi) для локальних осідань, щоб знайти залежності

напружень, які виникають в днищі, від деформацій, розглядають тонку круглу пластину в пружній постановці з граничними умовами, які передбачають її жорстке зацмелення по контуру. Відмінності в результатах розрахунків, отриманих різними дослідниками, виникають через використання різних коефіцієнтів запасу для конкретних об'єктів.

Критерії оцінювання осідань у центральній частині днища за всією площею сформульовані кількома науковими спільнотами. З аналізу досліджень Herber і Langeveld [45, 52] можливо зробити висновок, що ці роботи є логічним продовженням праць Rinne [53]. Для коефіцієнту запасу, рівного 1, приймають значення міцності в центральній частині днища 280 МПа, а також нульовий початковий прогин, величину максимального нерівномірного осідання W приймається рівним $D/45$.

Також авторами отримано вираз, що визначає допустимі значення максимальної нерівномірного осідання центральної частини днища

$$W \leq (W_0^2 + \frac{0,37\sigma_B}{[n]E} D^2)^{\frac{1}{2}}, \quad (2.16)$$

де W_0^2 – максимальне значення початкового прогину центральної частини днища, м; σ_B – межа міцності сталі наплавленого металу зварного шву, Па.

Запас міцності $[n]$ дорівнює відношенню межі міцності для даної сталі до діючих напружень у центральній частині днища. Запас міцності встановлюють залежно від вимог забезпечення надійності об'єкта [44].

Guber і Hayashi [50, 51] виділяють два випадки локальних осідань днища:

1. Осідання днища не впливають на НДС стінки;
2. Осідання днища впливають на НДС стінки й уторного вузла.

Ними сформульовані базові параметри критеріїв оцінювання нерівномірного осідання, реалізованих в подальшому компанією EXXON.

При розгляді днищ з однаковими характеристиками міцності металу, критерій локальних осідань днища для випадку руйнування (при відсутності взаємного впливу стінки і днища) дорівнює співвідношенню

$$S/d=1/51, \quad (2.17)$$

де S – максимальна величина вертикального зміщення точок осідання, м; d – діаметр опуклої ділянки локальної просадки, м.

Це трохи менше умови для загальних осідань центральної частини днища, яке відповідає

$$W/D=1/44, \quad (2.18)$$

де W – максимальна величина вертикального зміщення точок осідання, м; D – діаметр полотна центральної частини днища, м.

НДС днища резервуару як при загальних, так і при локальних осіданнях має схожий характер. У критерій Hayashi та Guber для локальних осідань днища без взаємного впливу зі стінкою закладають властивості металу днища, а визначальним параметром є величина допустимого нерівномірного осідання S . Зроблено [44] висновок про те, що даний критерій є найбільш раціональним для обмеження

нерівномірного осідання центральної частини днища за умови відсутності взаємного впливу зі стінкою

$$S \leq d \left(\frac{0,28\sigma_B}{[n]E} \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (2.19)$$

При розрахунку допустимих осідань днища за (2.19) вибирають відповідні характеристики сталі, а саме межу міцності сталі днища. Згідно [44], оболонкова конструкція стінки сприяє зменшенню напружень, які виникли в днищі при локальних деформаціях поблизу стінки. Можливо пом'якшити вимоги до допустимих значень осідань днища в зоні впливу стінки.

Guber [51] описав криві оцінки осідання та деформацій центральної частини днища в зоні, схильній до впливу стінки резервуара, дані співвідношення

$$D < D/4 \text{ і } d_1 > 2d, \quad (2.20)$$

де d – найбільший діаметр локальної зони просідання, м; d_1 – дуговий розмір зони просідання, м.

Розглянуті криві визначають межі локальних зон, які варіюються в межах від $d/17$ - $d/33$ для однопрохідних зварних швів і $d/13$ – $d/26$ для багатопрохідних зварних швів. У (2.21) надано чисельне описання залежностей, отриманих Guber, які визначають допустимі значення локальних осідань центральної частини днища в зоні впливу стінки

$$S \leq d \left(\frac{2.25\sigma_A D}{d^{0.75} [n] \cdot A \cdot H} \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (2.21)$$

Вираз (2.21) адекватно визначає допустимі осідання днища в зонах впливу стінки. Критерій, наведений вище, можна застосувати тільки в тому випадку, якщо локальне нерівномірне осідання центральної частини днища матиме «чашоподібний» профіль. Однак, при розгляді спільного випадку загального та локального осідання днища, значення напружень можуть бути значно більші, ніж при локальному та загальному осіданні окремо. Аналізуючи критерії для вузла сполучення стінки та окрайки, розглянемо два випадки.

У першому, розглядається умова, при якій стінка та днище мають спільне осідання. Цей випадок наведено в працях Guber, присвячених локальним деформаціям днища в зоні впливу стінки. Другий випадок виникає, коли стінка зберігає своє становище над зоною нерівномірного осідання, днище деформується спільно з основою. Значні розтяги конструкцій у вузлі сполучення можуть бути причиною його руйнування [44].

Забезпечення нормального експлуатаційного стану вузлу сполучення стінки та днища є найважливішим аспектом для розгляду. На даний момент не існує точних критеріїв, що визначають області допустимих значень деформацій даного вузла, а більшість методів недостатні для визначення реальних деформацій окраєчної зони. При цьому не розглядаються випадки горизонтальних переміщень основ резервуарів та

їх вплив на загальний стан РВС. Такі переміщення виникають від зрушень основи, зумовлених зовнішніми чинниками, наприклад землетрусами. Нами не знайдено критеріїв, які визначають області допустимих бічних переміщень основ резервуарів.

У розглянутих працях аналізується кожен вид деформування конструкцій окремо, але не враховується їх спільний ефект. Більш того, встановлюються області допустимих значень напружень у різних елементах РВС без урахування спільної дії різних факторів, включаючи напруження, які виникають від ваги рідини.

Є необхідність враховувати комбінації різних чинників, що викликають надмірні напруження. Наприклад, вважається, що загальне осідання центральної частини днища з великими локальними деформаціями набагато небезпечніше, ніж окремі невеликі ділянки з нерівномірними осіданнями. Також існує проблема, пов'язана з тим, що НДС металоконструкцій резервуара стає невідомим після виправлення осідання зовнішнього контуру днища.

У табл. 2.11 представлено запропоновані вимоги до допустимих величин нерівномірного осідання стінки та днища резервуару, отримані різними дослідниками. Виходячи з критеріїв, які наведені в [44], сформульовані вимоги американського стандарту API 653 в частині призначення допустимих областей нерівномірного осідання.

На базі роботи [44] сформовані підходи до оцінювання нерівномірних осідань основ РВС в американському стандарті API 653, що є поряд з API 650 основним документом при проектуванні, будівництві та реконструкції великогабаритних РВС. Для гармонізації вітчизняних стандартів у частині призначення граничних значень нерівномірного осідання далі пропонується розглянути критерії стандарту API 653.

Для отримання геодезичних параметрів нерівномірного осідання проводять нівелювання зовнішнього контуру днища (ЗКД) і центральної частини. При нівелюванні ЗКД і полотнища прийняті основні вимоги:

- кількість точок нівелювання має становити не менше 8, рівномірно розташованих по контуру;

- максимальна відстань між суміжними точками за контуром не повинно перевищувати 9,75 м;

- геодезичні позначки точок центральній частині днища отримують на базі розбиття полотна на сітку з використанням мінімум 4 рівновіддалених діаметрів, розбитих на відрізки з частотою не менше 3 м.

На підставі отриманих геодезичних відміток виконують математичну інтерпретацію кривої зовнішнього контуру днища, визначення ефективної дуги зони нерівномірного осідання. Ефективна дуга зони депланації – це область з масивом точок, що мають найбільші відхилення від проектних відміток зовнішнього контуру днища РВС.

Таблиця 2.11 – Критерії для стінки і днища при нерівномірних осіданнях основ РВС

Джерело	Критерій
Lambe, Penman	Стінка, оригінальний критерій $SAG \leq (D/H)\Delta R_{t01}$ Стінка, модифікований критерій $S_{\max} \leq 0.125(D/H)\Delta R_{t01}$
Rinne	Днище $W \leq (D/45)$
DeBeer	Стінка $\Delta S/L \leq (1/450)$
Guber, Hayashi	Днище (при загальному осіданні) $S \leq d/51$ Днище (при локальному осіданні) $d/13 \leq S \leq d/8$
Langeveld	Стінка, оригінальний критерій $S_{\max} \leq (0.2L^2/HD)\Delta R_{t01}$; Стінка, модифікований критерій: для 8 точок нівелювання $S_{\max} \leq 0.125(D/H)\Delta R_{t01}$; для 16 точок нівелювання $S_{\max} \leq 0.107(D/H)\Delta R_{t01}$; днище $W \leq (D/44)$
Greenwood	Стінка $S_{\max} \leq 4\text{см}; D \leq 50\text{м}$ $S_{\max} \geq 6\text{см}; D \geq 50\text{м}$
Sullivan i Nowircki	Стінка $S_{\max} \leq 3,0 - 4,5\text{см}$
Malik	Стінка, оригінальний критерій $S_{\max} \leq (L^2/HD)\Delta R_{t01}$ Стінка, модифікований критерій: для 8 точок нівелювання $S_{\max} \leq 0.154(D/H)\Delta R_{t01}$; для 16 точок нівелювання $S_{\max} \leq 0.132(D/H)\Delta R_{t01}$
Клепиков С.М.	Стінка: дугова складова – $0,01 \times L$ – малогабаритні РВС; $0,008 \times L$ великогабаритні РВС; вертикальна складова – 60 мм. Днище: $0,004 \times D$ – малогабаритні РВС; $0,008 \times D$ – великогабаритні РВС
Кім Тай Хун, Лім Донг Джун	$S_{\max} \leq 50\text{мм}; D < 30\text{м};$ $S_{\max} \leq 60\text{мм}; 30 \leq D \leq 90\text{м};$ $S_{\max} \leq 75\text{мм}; D \geq 90\text{м}.$

Після побудови функції-кривої зони нерівномірного осідання необхідно виконати оцінювання допустимої величини нерівномірного осідання для даного резервуара. Відповідно до (2.22) розраховують максимально допустиме значення вертикальної складової нерівномірного осідання

$$S_{\max} = \min [K \cdot S_{\text{arc}} \cdot (D/H) \cdot (Y/E)], \quad (2.22)$$

де S_{\max} – гранично допустима величина вертикальної складової нерівномірного осідання; S_{arc} – ефективна довжина дуги зони депланації; D – діаметр резервуара; Y – межа плинності металу резервуару; E – модуль Юнга; H – висота резервуару; K – безрозмірний параметр, що залежить від типу і діаметру резервуара, вибирається відповідно до таблиці 2.12.

Таблиця 2.12 – Безрозмірний параметр К

Діаметр РВС, фут	К для резервуарів з стаціонарною покрівлею	К для резервуарів з плаваючою покрівлею
$D \leq 50$	10,5	28,7
$50 < D \leq 80$	5,8	7,8
$80 < D \leq 120$	3,9	6,5
$120 < D \leq 180$	2,3	4,0
$180 < D \leq 240$	не застосовується	3,6
$240 < D \leq 300$	не застосовується	2,4
$300 < D$	не застосовується	не застосовується

Вертикальні складові відміток осідань S порівнюють з допустимими значеннями S_{\max} , на підставі чого роблять відповідні висновки про необхідність проведення ремонту РВС або виконання більш глибокого діагностичного обстеження з подальшим проведенням перевірочних розрахунків на міцність, у т. ч. із застосуванням методу скінчених елементів (МСЕ). Наведений підхід коректний лише для великогабаритних резервуарів з діаметром до 300 футів (91,44 м).

Наступним етапом оцінювання технічного стану РВС за наявними нерівномірними осіданнями є аналіз локальних зон просідання центральної частини днища резервуара. Для ділянок з місцевими осіданнями полотнища днища, що знаходяться за межами окраєчної зони, в стандарті АРІ 653 пропонується залежність, що дозволяє оцінити допустиму величину вертикальної складової осідань

$$V=0,37 R, \quad (2.23)$$

де V – максимально допустима висота опуклості чи угнутості зони локальної просадки; R – мінімальний радіус вписаного кола, побудованого для зони локального осідання.

Для розробки методики обґрунтування зміни термінів ремонтних робіт РВС-20000 за параметрами нерівномірного осідання необхідно проаналізувати підходи діючої нормативно-технічної документації до граничних станів резервуарів.

2.5.2 Аналіз підходів до розрахунку резервуарів за граничними станами

Граничний стан резервуару при його деформації визначається власною жорсткістю конструкції [54]. Тому визначальним показником реального технічного стану РВС при нерівномірних осіданнях основи є власна жорсткість циліндричної оболонки з проектними конструктивними елементами: стаціонарним покриттям, окрайкою, днищем, кільцем жорсткості і т. ін., що впливають на кінцеву жорсткість усієї споруди. Норми, що регламентують необхідність і терміни ремонту РВС при осіданнях основ, не враховують їх індивідуальні параметри жорсткості. На базі таких вимог приймають рішення про ремонт та виведення із експлуатації резервуарів, технічний стан і ресурс яких дозволяє не виводити їх технологічного ланцюжка перекачування нафти аж до планових термінів.

Методика [38] дозволяє провести теоретичне обґрунтування можливості перенесення термінів ремонту РВС-20000, схильного до осідання основи, що знижує витрати на експлуатацію від простою та передчасного ремонту технологічної споруди. Згідно документації, розрахунок конструкцій РВС повинен виконуватися за методикою граничних станів першої та другої груп відповідно до [56]. Встановленими в документі положеннями вказується, що перевищення параметрів граничних станів першої групи призводить до втрати здатності будівельних конструкцій і споруд; другої групи – до порушення нормальної експлуатації будівельних конструкцій, вичерпання ресурсу їх довговічності, зниженню міцності.

Для РВС досягнення граничного стану першої групи може означати:

- руйнування різного характеру: пластичне, крихке, втомне;
- втрату стійкості;
- явища, при яких виникає необхідність аварійної зупинки експлуатації РВС: надмірні пластичні деформації конструкцій (стінки, центральної частини днища, окрайки, кільця жорсткості), зрушення в з'єднаннях і вузлах (з'єднувальний шов; вузол сполучення стінки, опорного кільця та настилу стаціонарної покрівлі), порушення цілісності зварних швів, розкриття тріщин в елементах несучих конструкцій.

Досягнувши граничного стану другої групи, можуть виникати наступні види порушень нормальної експлуатації:

- досягнення граничних деформацій конструкцій, які приймають виходячи з технологічних вимог, що не дозволяє працювати встановленому устаткуванню та пристроям (заклинювання понтона від значної деформації стінки);
- утворення прихованих тріщин і зон концентрації напружень, які надалі (при розвитку і не виправленні причин їх появи) можуть призвести до переходу в перший граничний стан;

– інші явища, при яких виникають обмеження по експлуатації та зниження техніко-експлуатаційних параметрів споруди (необхідність зменшення висоти наповнення нафти в резервуарі).

Згідно [56] для кожного граничного стану при проектуванні РВС встановлюються відповідні розрахункові значення:

– навантажень і впливів (вітрового, снігового, сейсмічного, навантаження від дії надмірного тиску й вакууму, навантаження від ваги металоконструкцій та устаткування і т. д.);

– властивостей матеріалів і ґрунтів (щільність продукту, характеристики міцності резервуарної сталі, характеристики, що визначають несучу здатність ґрунтової основи тощо);

– геометричних параметрів конструкцій з урахуванням їх можливих, найбільш несприятливих відхилень (граничні відхилення стінки, відхилення відміток зовнішнього контуру днища від проектних величин);

– коефіцієнтів надійності, умов роботи та поєднань для тривалих і короткочасних навантажень;

– гранично допустимих значень зусиль, напружень, прогинів, переміщень.

Умови забезпечення надійності конструкцій резервуару полягають у тому, щоб розрахункові величини зусиль, напружень, деформацій, переміщень не перевищували граничних значень, що відповідають встановленим у нормах проектування.

Сучасними нормами країн СНД, що мають ще жорсткіші вимоги, РД-23.020.00-КТН-018-14 [57], регламентуються перевірочні розрахунки для визначення величини граничних станів першої і другої груп. Граничні стани першої групи перевіряють розрахунком на максимальні навантаження та впливи, можливі при порушенні нормальної експлуатації, а граничні стани другої групи – навантаження, що відповідають нормальній експлуатації конструкцій. Незважаючи на те, що даними нормативними документами враховуються основні навантаження (гідростатичні, снігові, вітрові, навантаження від ваги устаткування, надмірного тиску та вакууму і т.ін.), але не враховується геометрична недосконалість форми при будівництві, відхилення відміток основи від проектних внаслідок можливого браку будівельно-монтажних робіт і т.ін. Ці чинники впливають на загальну поведінку резервуару і, як результат, на настання граничних станів.

Так розрахунки на міцність і стійкість стінки резервуару є основними при обґрунтуванні та перевірці виконаних проектних рішень. При виконанні умов вважається, що насамперед є забезпеченими умови міцності та стійкості РВС. Приведений розрахунок є справедливим тільки для вісесиметричного випадку навантаження. На практиці [58] найбільшу небезпеку несуть випадки невісесиметричного навантаження РВС, викликані нерівномірним осіданням основи.

Нерівномірне осідання зовнішнього контуру днища є одним з найбільш небезпечних чинників, внаслідок якого настає граничний стан

однієї з груп. Згідно з РД-23.020.00-КТН-283-09 [59], величина рівномірного осідання основи РВС-20000 не повинна перевищувати 200 мм, а гранично допустимі значення нерівномірного осідання регламентує табл. 2.13.

Таблиця 2.13 – Гранично допустимі значення нерівномірного осідання основи РВС-20000

Параметр	Граничне відхилення при $t_{\text{експл}} < 5$ років, мм	Граничне відхилення при $t_{\text{експл}} = 5-20$ років, мм	Граничне відхилення при $t_{\text{експл}} > 20$ років, мм
При порожньому РВС			
Різниця відміток сусідніх точок на відстані 6 м за периметром	15	19,5	30
Різниця відміток будь-яких інших точок	30	39	60
При заповненому РВС			
Різниця відміток сусідніх точок на відстані 6 м за периметром	30	39	60
Різниця відміток будь-яких інших точок	40	52	80

Вже після перших 5 років експлуатації майже в 25% випадків згідно [40] виникають відхилення зовнішнього контуру днища від проектної величини. При цьому можуть виникати як відносно безпечне рівномірне осідання РВС за контуром внаслідок ущільнення ґрунтового масиву, так і нерівномірності за зовнішнім контуром днища, що при розвитку може привести до пластичних деформацій металу й подальшого руйнування.

У разі перевищення нерівномірного осідання резервуару гранично допустимої величини, норми [59] жорстко регламентують спосіб ремонту (методу підйому резервуару за допомогою домкратів). При цьому не враховується історія навантаження РВС за увесь термін експлуатації, характер виникнення нерівномірного осідання [60]. Так нерівномірне осідання може бути спочатку закладене як брак будівельно-монтажних робіт, помилка проектування, так і виникають від циклічних експлуатаційних навантажень. Виходячи з цього, слід враховувати рівень початкового напруження в конструкціях РВС при обґрунтуванні ремонту, щоб уникнути появи пластичних деформацій при підйомі.

На рис. 2.38 приведено результати досліджень Чепура П.В. [38]. З графіка можливо визначити максимальний рівень наливу нафтопродуктів у резервуар із наявними елементами додаткової жорсткості при розвитку осідання.

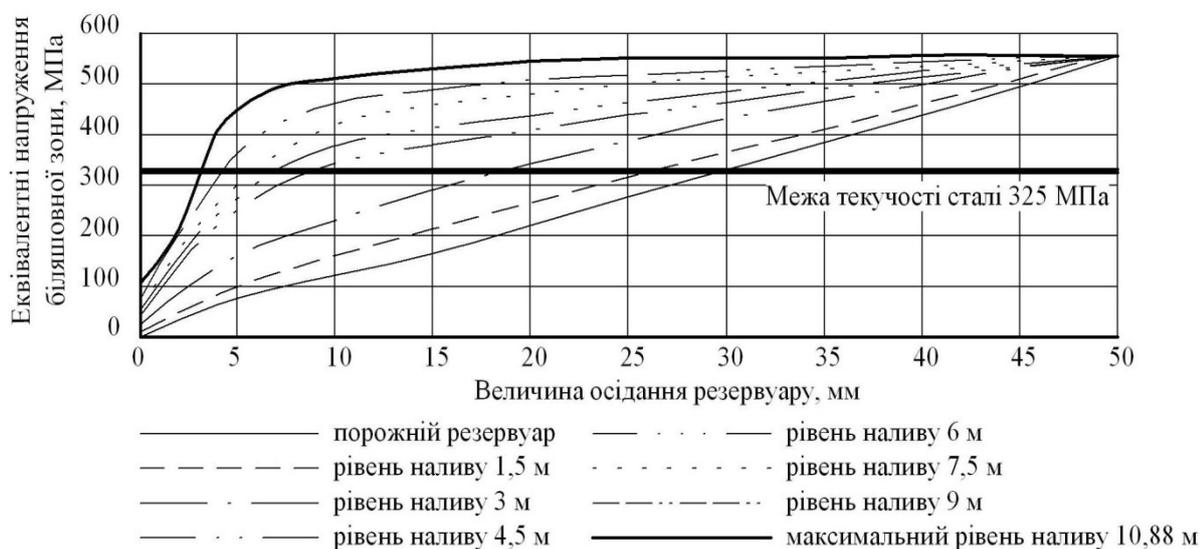


Рис. 2.38 – Залежності еквівалентних напружень в металі вузла з'єднання ПРП-700 зі стінкою від величини осідання РВС-20000

Також Чепуром П.В. [38] запропоновано графік (рис. 2.39), за яким можна визначити зони безпечної експлуатації РВС-20000, обмежені як настанням граничних станів з допустимим напруженням, так і за деформаціями, що характеризуються параметрами конструктивної жорсткості даного типорозміру резервуару. Для кожної кривої n , що визначає довжину зони нерівномірного осідання, побудований вертикальний відрізок, що характеризує величину максимально можливої вертикальної складової нерівномірного осідання для РВС-20000 при заданих максимальних експлуатаційних навантаженнях.

Результати розрахунку можуть бути використані в якості експрес-методу визначення необхідності ремонту при розвитку нерівномірних осідань. Для цього на графіку (рис. 2.39) виділено 3 основні зони.

У I зоні небезпеки діючі напруження не перевищують величини 188 МПа – допустимих напружень для сталі 09Г2С. В даному випадку, осідання не викликає небезпеки для резервуара та проведення ремонтних робіт не потрібно.

У II зоні небезпеки напруження перевищують допустимі, але не перевищують межу текучості. В даному випадку слід дотримуватися ремонтних робіт. Аналізуючи дані діагностики резервуарів, при попаданні значень нівелювання зовнішнього контуру днища в другу зону, можна перенести терміни виконання ремонтних робіт до наступного планового ремонту з урахуванням додаткового обґрунтування.

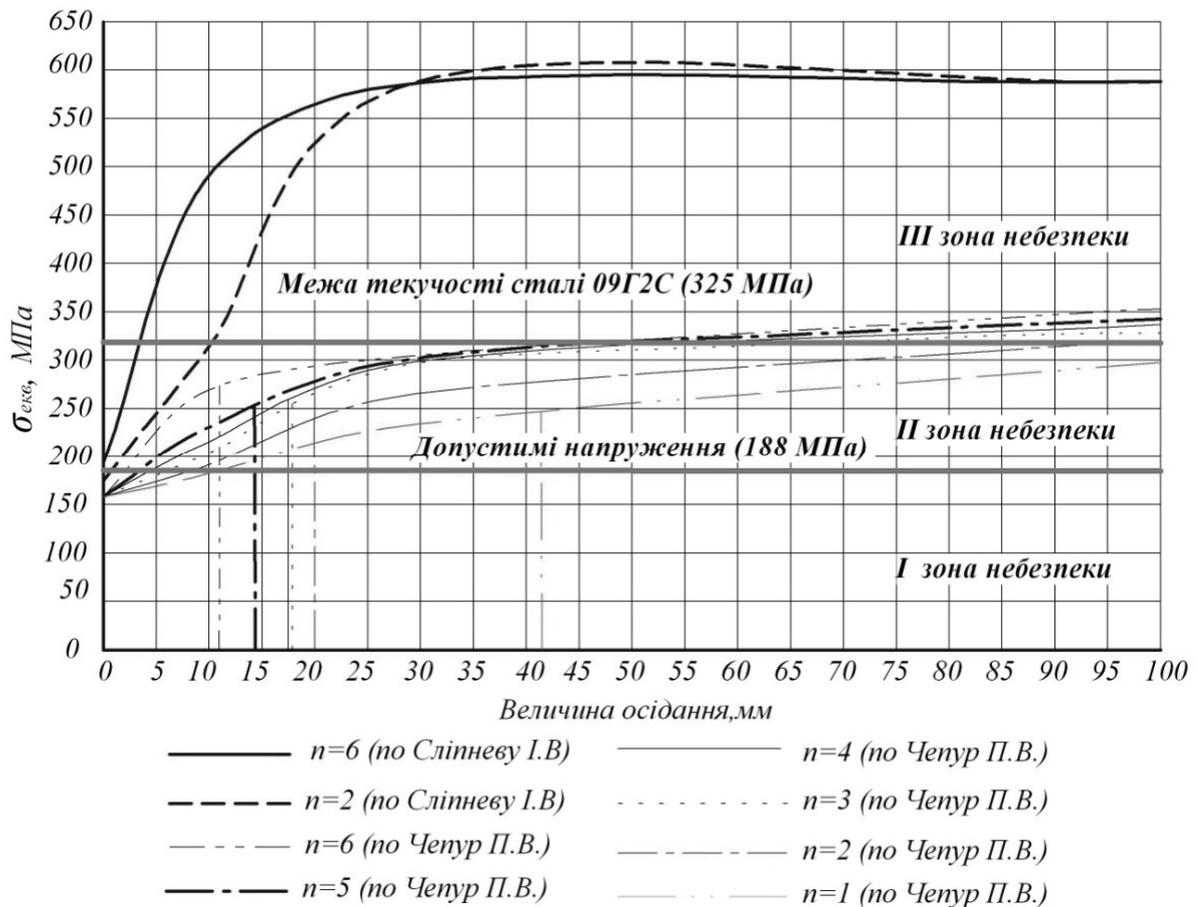


Рис. 2.39 – Графік визначення зон існуючих напружень в металоконструкціях при розвитку нерівномірного осідання резервуару РВС-20000

Якщо ж при аналізі осідань точка перетину кривої « n » з вертикаллю « u » потрапляє в III зону небезпеки, де напруження перевищують межу текучості, то слід негайно припинити експлуатацію РВС і виводити його в ремонт.

2.5.3 Оцінювання технічного стану при експлуатації РВС для нафти та нафтопродуктів на слабких і просадочних ґрунтах

Початковими даними для аналізу технічного стану РВС є:

- звіт комплексної технічної діагностики РВС-20000, що включає нівелювання зовнішнього контуру днища, геометрію металоконструкцій, властивості матеріалів, результати візуального вимірювального контролю, ультразвукової товщинометрії листових конструкцій, магнітний та капілярний контроль окремих елементів тощо;

- марки, сертифікати, дані з хімічного складу і механічні характеристики (за технічним паспортом і сертифікатом на сталеві конструкції) металу, з якого виготовлені металоконструкції РВС;

- матеріали, документи та інші відомості діагностичних обстежень резервуару минулих років;

- дані про види та дати аварій, відмов, кількість і опис проведених ремонтів.

З аналізу початкових даних визначається тип осідання – рівномірне чи нерівномірне.

Згідно з дослідженнями [47], рівномірне осідання та крен не викликають значного росту напружень у несучих конструкціях РВС. Проте такі види осідань можуть викликати появу областей додаткових напружень вигину в зонах сполучення стінки резервуару з елементами додаткової жорсткості: приймально-роздавальні патрубки (ПРП), трубопроводи газорозподільної системи, шахтні сходи тощо. Це пов'язано з тим, що резервуар не має загального фундаменту з цими елементами. Шахтні сходи і ПРП, у свою чергу, спираються на власні окремі фундаменти, осідання яких можуть значно відрізнятися від осідань самого резервуару. Тому при виявленні рівномірного осідання чи крену РВС слід призначити періодичний контроль за розвитком деформацій зовнішнього контуру днища (ЗКД), а також ремонт на базі даних зі звіту з технічної діагностики.

Випадок нерівномірного осідання, найбільш небезпечний для резервуару, вимагає додаткового аналізу розвитку зони депланації за абсолютними відмітками за увесь термін експлуатації РВС [60]. У разі виявлення нерівномірного осідання визначають можливість негайного ремонту РВС.

Негайне виведення резервуару з експлуатації для ремонту може бути або неможливе, або може спричинити ряд технічних проблем. Тому для обґрунтування зміщення термінів ремонтних робіт необхідно виконати додаткові дослідження рівня залишкових напружень у конструкціях РВС. Для цього пропонують використати як фізичні методи (ультразвуковий, магнітний і рентгенографічний), так і теоретичні – із створенням МСЕ для РВС з урахуванням діючих початкових напружень.

Далі пропонується розглянути підхід стандарту API 653 до оцінювання локальних осідань у крайовій зоні поблизу уторного шва та зварного з'єднання окрайки з полотном центральної частини днища. З огляду на особливості конструкції днища, окрайки та їх з'єднання зі стінкою РВС, у стандарті аналізується величина осідання з врахуванням напрямку зварного з'єднання внапуск. Спочатку розраховують кут між осью лінією резервуара і зварним швом внапуск (кут α).

За графіками на рис. 2.40 і рис. 2.41 визначають допустимі величини осідань для зон з перпендикулярно та паралельно спрямованими зварними швами щодо стінки.

На підставі отриманих результатів, за допомогою формули (2.24) розраховують загальне значення допустимих осідань

$$B_{\alpha} = B_e - (B_e - B_{ew}) \cdot \sin \alpha, \quad (2.24)$$

де B_{α} – максимальна допустима осідання в зоні окрайки, дюйм; α – кут між осью лінією резервуара і напрямком зварного шву, градуси.

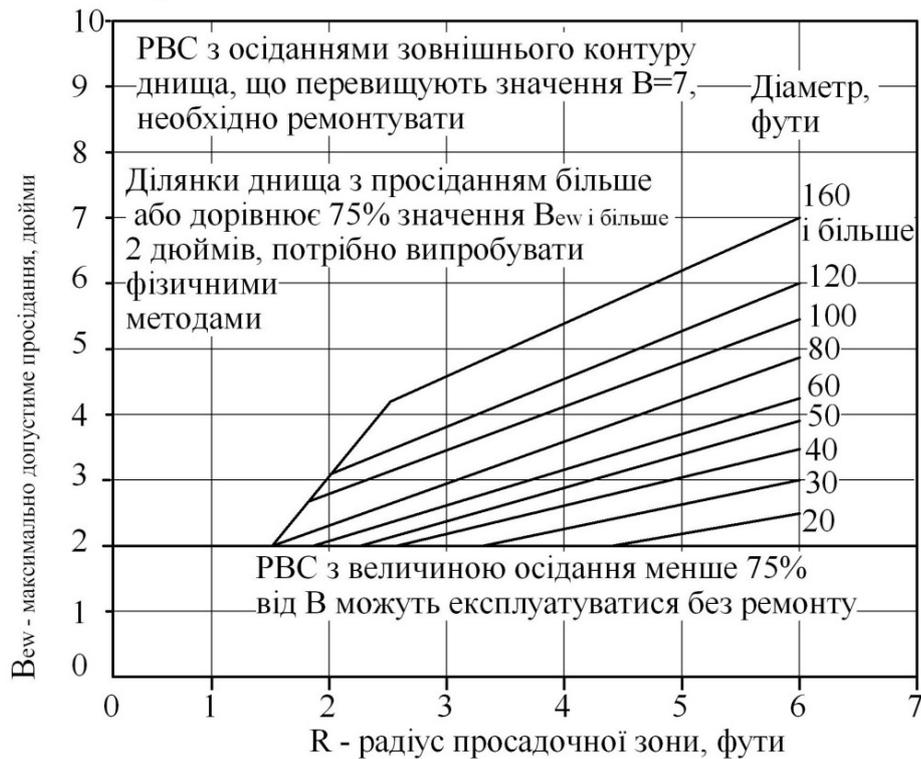


Рис. 2.40 – Графік визначення допустимих значень осідань ділянок зовнішнього контуру днища зі зварними швами внапуск, паралельними стінці (згідно API 653)

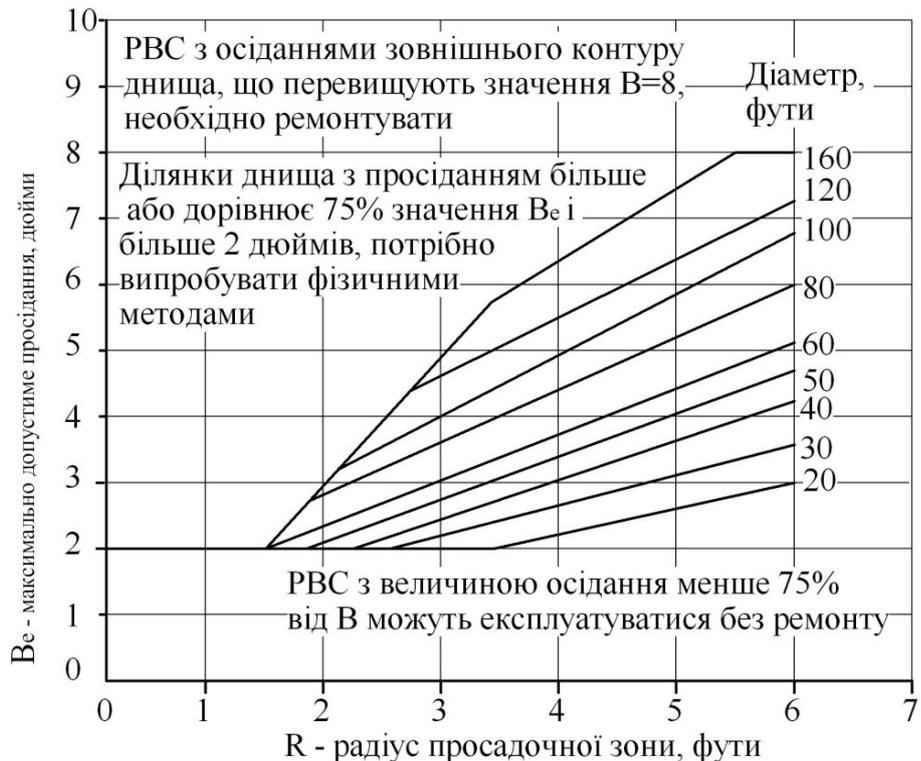


Рис. 2.41 – Графік визначення допустимих значень осідань ділянок зовнішнього контуру днища зі зварними швами внапуск, перпендикулярними стінці (згідно API 653)

Ці значення порівнюють з реальною величиною осідань, отриманих з діагностичних вимірів, виходячи з чого приймають рішення щодо

необхідності проведення ремонтних робіт. Подібний підхід застосовують при оцінюванні нерівномірного осідання зовнішнього контуру днища РВС з розробкою відповідних графіків, які б відображали особливості роботи конструкції.

Аналізуючи нормативні вимоги, питання визначення допустимих параметрів нерівномірного осідання необхідно відзначити, що деформації крайки та центральної частини днища обмежені лише критерієм граничної величини різниці осідань між центральною частиною днища і стінкою резервуара $\Delta S=0,003R$. При цьому не враховують місце розташування зони нерівномірного осідання (центральна частина, зона крайки чи уторного шва). Основними параметрами, виходячи з яких визначають допустимі значення нерівномірного осідання наступні:

– конструкція резервуару (полистова / рулонна збірка, РВС/РВСП/РВСПК);

– термін експлуатації (при терміні експлуатації резервуару більше 5 років граничні відхилення збільшують у 1,3 рази, більше 20 років – у 2 рази);

– характер навантаження (порожній / заповнений),

Також оцінюють оцінювання величини зазору між крайками днища та фундаментів з урахуванням протяжності й висоти розкриття для резервуарів висотою понад і менше 12 м. Критерії оцінювання нерівномірного осідання зовнішнього контуру днища для РВС полистового складання наведено в табл. 2.14 [59].

Таблиця 2.14 – Критерії оцінки нерівномірного осідання зовнішнього контуру днища для РВС (П, ПК) полистового складання за даними

Найменування параметрів	Граничне відхилення при діаметрі резервуара, мм		
	до 12 м	12-25 м	більше 25 м
При порожньому резервуарі:			
– різниця відміток сусідніх точок на відстані 6 м по периметру	10	15	15
– різниця відміток будь-яких інших точок	20	25	30
При наливі до рівня, максимального за технологічною картою:			
– різниця відміток сусідніх точок на відстані 6 м по периметру	20	25	30
– різниця відміток будь-яких інших точок	30	35	40

Для резервуарів з рулонним складанням в [59] представлені наступні критерії допустимих осідань, які наведені в табл. 2.15.

Таблиця 2.15 – Різниця висотних відміток фундаменту для РВС рулонної збірки

Об'єм резервуара, м ³	Різниця відміток зовнішнього контуру днища, мм			
	При порожньому резервуарі		При наливі до рівня, максимального за технологічною картою	
	сусідніх точок на відстані 6 м за периметром	будь-яких інших точок	сусідніх точок на відстані 6 м за периметром	будь-яких інших точок
Менше 700	10	25	20	40
700 – 2000	15	40	30	60
2000 – 5000	20	50	40	80
10000 – 20000	15	45	35	75
30000 – 50000	30	60	50	100

У табл. 2.15 і 2.16 граничні значення для експлуатованих РВС (П, ПК) повинні бути збільшені порівняно з вказаними в таблицях:

- при терміні експлуатації більше 5 років – у 1,3 рази;
- при терміні експлуатації більше 20 років – у 2 рази.

Також регламентуються в [59] гранично допустимі значення зазору між окрайками днища та фундаментом, що наведено в табл. 2.16.

Таблиця 2.16 – Гранично допустимі значення зазору між окрайками днища та фундаментом

Висота резервуара, м	Розкриття зазору, мм	Гранична протяжність зазору, м	Примітки
Не більше 12	25 – 70	1,5	Зазор розкриттям більше 70 мм неприпустимий незалежно від протяжності
Більше 12	25 – 50	2,0	Зазор розкриттям більше 50 мм неприпустимий незалежно від протяжності

Гранична величина різниці осідань між центральною частиною днища та стінкою резервуара представлені в табл. 2.17.

Таблиця 2.17 – Гранична величина різниці осідань між центральною частиною днища та стінкою резервуара

Об'єм резервуара, м ³	Діаметр резервуара, D, м *	Гранична величина різниці осідань між центральною частиною днища і стінкою резервуара $\Delta S = 0,003 \cdot R$, мм **
1000	10,43	15
2000	15,18	25
3000	18,90	30
5000	22,80	35
10000	35,50	55
20000	45,60	70
30000	45,60	70
50000	60,70	90

* При невідповідності фактичного діаметра резервуара наведеної в таблиці ємності резервуара показники приймаються за значенням діаметра;
 ** Для порожнього резервуара

Таким чином, необхідно виконати адаптацію наявних залежностей для резервуарів розмірного ряду, що споруджуються в Україні, які відрізняються геометричною конструкцією та характеристикам жорсткості та міцності, від зарубіжних аналогів.

Висновки за розділом 2

1. На сьогодні існує нагальна потреба в розвитку, модернізації та реконструкції резервуарного парку на рівні міжнародних стандартів у цій галузі при одночасному забезпеченні суперечливих вимог щодо економічності, конструктивної надійності й екологічної безпеки. Найближчим часом існуюча система резервуарних парків буде значною мірою модернізована та розширена, при цьому особлива увага буде приділятися до спорудження резервуарів великого об'єму (50 тис. м³ і більше), що зумовлено зобов'язаннями України по виконанню Директиви Ради ЄС 2009/119/ЄС та забезпеченню енергетичної безпеки держави.

2. Об'єкти зберігання нафти та нафтопродуктів мають найвищу категорію складності й класифікуються як інженерні споруди підвищеної відповідальності та екологічної небезпеки. Тому при їх проектуванні на всій території України необхідно враховувати дію прогнозованих (нормативних) сейсмічних впливів.

3. Існуючі методи визначення сейсмічного навантаження на фундамент та основу резервуару потребують уточнення за рахунок експериментальних і теоретичних досліджень.

4. Для територій зі складними інженерно-геологічними умовами, що характерно для регіонів потенційного будівництва нових і модернізації та реконструкції існуючих резервуарних парків, суттєво підвищується загальна вартість будівництва, а також суттєво ускладнюється забезпечення проектних технологічних вимог при їх експлуатації.

5. Комплексне врахування цих факторів потребує розроблення ефективних конструктивно-технологічних рішень для зведення сучасних економічних та безпечних об'єктів транспортування та зберігання нафти і нафтопродуктів, а також забезпечення проектних технологічних вимог при їх експлуатації.

6. Для мінімізації витрат на зменшення сейсмічної небезпеки об'єктів зберігання нафти та нафтопродуктів у складних інженерно-геологічних умовах доцільно розробити ефективні рішення пристосування основ до можливих сейсмічних впливів за рахунок покращення динамічних властивостей ґрунтів. Іноді ефективним рішенням можуть бути сейсмостійкі фундаменти. Такий підхід зменшує вартість будівництва нових і реконструкції існуючих резервуарних парків як за умов сейсмічних впливів (у т. ч. техногенної сейсміки), так і при статичному режимі експлуатації об'єктів.

Список використаних літературних джерел до розділу 2

1. Економічна безпека: держава, регіон, підприємство: монографія: в 3 т. – Т. 2 / В.О. Онищенко, Г.В. Козаченко, С.В. Онищенко, Л.О. Птащенко, Ю.С. Погорелов, Т.М. Завора [та ін.]; за заг. ред. В.О. Онищенка та Г.В. Козаченка. – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2018. – 360 с.

2. Бегун С.В. Загрози у сфері енергетичної безпеки та їх вплив на стан національної безпеки (моніторинг реалізації стратегії національної безпеки) / С.В. Бегун // Аналітична записка. НІСД [Електронний ресурс]: [офіційний сайт] – 2015 – Режим доступу: <http://www.niss.gov.ua/articles/1808/>, вільний. – Назва з екрану.

3. Сидоренко А.А. Пріоритетні напрями удосконалення державної політики у сфері забезпечення енергетичної безпеки України. Аналітична записка / А.А. Сидоренко // НІСД [Електронний ресурс]: [офіційний сайт] – Режим доступу: <http://www.niss.gov.ua/articles/1753/>, вільний. – Назва з екрану.

4. ПАТ «Укртранснафта» [Електронний ресурс]: [офіційний сайт] – Режим доступу: <https://www.ukrtransnafta.com>, – вільний. – Назва з екрану

5. Історична перемога та початок трансформації. Річний звіт 2017 / НАК «Нафтогаз України» [Електронний ресурс]: [офіційний сайт] – Режим доступу: http://www.naftogaz.com/files/Zvity/NAK_AnRep2017_UA.pdf, – вільний. – Назва з екрану.

6. Рябцев Г.Л. Проблеми і перспективи створення в Україні нафтових резервів / Г.Л. Рябцев // DiXiGroup [Електронний ресурс]: [офіційний сайт]. –

2017 – Режим доступу: http://dixigroup.org/storage/files/2017-10-19/oil_reserves.pdf, – вільний. – Назва з екрану

7. Директива 2009/119/ЄС / Держкомрезерв України. [Електронний ресурс]: [офіційний сайт] – Режим доступу: <https://rezerv.gov.ua/mizhnarodne-sivrobitnictvo/minimalni-zapasi-nafti-ta-naftoproduktiv/direktiva-2009119yes>, – вільний. – Назва з екрану

8. Про проект формування МЗНН / Держкомрезерв України. [Електронний ресурс]: [офіційний сайт] – Режим доступу: <https://rezerv.gov.ua/mizhnarodne-sivrobitnictvo/minimalni-zapasi-nafti-ta-naftoproduktiv/minimalni-zapasi-nafti-ta-naftoproduktiv-1>, – вільний. – Назва з екрану.

9. Державна служба геології та надр України.[Електронний ресурс]: [офіційний сайт] – Режим доступу: <http://www.geo.gov.ua>, – вільний. – Назва з екрану.

10. Абрамова Т.Т. Современные методы управления свойствами грунтов на участках высоких динамических нагрузок / Т.Т. Абрамова, Е.А. Вознесенский. – М.: Журнал «ГеоТехника», 2015. – №4, 1/2015. – С. 6 – 25.

11. Усманов Р.А. Применение численных методов для расчета осадки фундаментов на искусственных основаниях / Р.А. Усманов // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей научн.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 172 – 176.

12. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – М.: ВНИИТПИ, 2000. – 318 с.

13. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – К.: НИИСК, 1996. – 204 с.

14. Кушнер С.Г. Подтопление – один из основных факторов природных и техногенных аварий и катастроф / С.Г. Кушнер // Тр. РОМГГ и Ф. – М.: РОМГГ и Ф, 2007 – С. 532 – 538.

15. ДБН В. 1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 110 с.

16. Кендзера А.В. Сейсмическое микрорайонирование строительных площадок для сейсмостойкого проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах Украины / А.В. Кендзера, К.В. Егупов, Н.Г. Марьенков // Наука та будівництво. – 2015. – № 4. – С. 12 – 18.

17. Петров А.А. Повышение сейсмостойкости вертикальных резервуаров с жидкостью. II Национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию г.Сочи, 1997г;

18. ВБН В.2.2-58.2-94. Резервуари вертикальні сталеві для зберігання нафти і нафтопродуктів з тиском насичених парів не вище 93,3 кПа. – К.: Держкомнафтогаз, 1994. – 97 с.

19. Housner G. The Dynamic Behavior of Water Tanks / G. Housner // Bulletin of the Seismological Society of America. – Vol. 53. – 1963. – P. 381 – 387.

20. Николаенко Н.А. Вероятностные методы динамического расчета машиностроительных конструкций / Н.А. Николаенко. – М.: Машиностроение, 1967. – 366 с.

21. Рекомендации по расчету резервуаров и газгольдеров на сейсмические воздействия. – М.: Стройиздат, 1969. – 30 с.
22. API 650 Сварные стальные резервуары для хранения нефти. – США, Вашингтон: Изд. служба API, 2005. – 128 с.
23. Волик Д.В. Сейсмическая надежность оснований оснований и фундаментов крупных резервуаров: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.02 / Волик Дмитрий Викторович. – Краснодар: КГАУ, 2006. – 154 с.
24. Спорудження газосховищ та нафтобаз: навч. посібник. Ч. 1 / О.Т. Чернова – Івано-Франківськ: ІФНТУНГ, 2014. – 472 с.
25. ГОСТ Р 52910-2008 Резервуары вертикальные цилиндрические стальные для нефти и нефтепродуктов. – М.: Стандартинформ, 2008. – 56 с.
26. СТО-СА-03-002-2009 Правила проектирования, изготовления и монтажа вертикальных цилиндрических стальных резервуаров для нефти и нефтепродуктов. – М.: Ассоциация Ростехэкспертиза, 2009. – 267 с.
27. ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 62 с.
28. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 29 с.
29. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення проектування (зі змінами №1 і №2). – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 82 с.
30. ДСТУ Б В.2.6-183:2011.Резервуари вертикальні циліндричні сталеві для нафти та нафтопродуктів. Загальні технічні умови. – К.: Укрнідпроектстальконструкція, 2012. – 82 с.
31. Коновалов П.А. Фундаменты стальных резервуаров и деформации их оснований / П.А. Коновалов, Р.А. Мангушев, С.Н. Сотников. – М.: Издательство Ассоциация строительных вузов, 2009. – 336 с.
32. Грученкова А.А. Обоснование технологических решений при проектировании защиты основания и фундамента резервуара от воды при работе системы аварийного орошения / А.А. Грученкова, Е.В. Кузовников, А.Е. Шарков, А.А. Тарасенко, П.В. Чепур // Фундаментальные исследования. – 2016. – №5. – С. 454 – 458.
33. Тарасенко А.А. Исследование влияния приемораздаточных патрубков на напряженно-деформированное состояние стенки вертикальных цилиндрических резервуаров / А.А. Тарасенко, Н.В. Николаев, Г.Г. Хоперский, З.Н. Овчар, М.В. Саяпин // Известия вузов «Нефть и газ». – 1998. – №1. – С. 59 – 68.
34. Тарасенко А.А. Оценка влияния трубопроводов системы подслоного пожаротушения на напряженное состояние резервуара при осадке основания / А.А. Тарасенко, П.В. Чепур, А.А. Грученкова, С.С. Соколов // Фундаментальные исследования. – 2014. – №11. – С. 1698 – 1703.

35. Чепур П.В. Особенности совместной работы резервуара и устройств размыва донных отложений винтового типа / П.В. Чепур, А.А. Тарасенко // *Фундаментальные исследования*. – 2015. – №2. – С. 1671 – 1675.
36. Чепур П.В. Оценка воздействия приемо-раздаточного патрубка при развитии осадки резервуара / П.В. Чепур, А.А. Тарасенко // *Фундаментальные исследования*. – 2014. – №11. – С. 540 – 544.
37. Чепур П.В. Численный анализ влияния жесткости газоуравнительной системы при развитии осадок резервуара / П.В. Чепур, А.А. Тарасенко, А.А. Грученкова, И.В. Антонов // *Фундаментальные исследования*. – 2014. – №11. – С. 1292 – 1296.
38. Чепур П.В. Оценка влияния трубопроводов системы аварийного сброса на напряженное состояние конструкции резервуара при развитии осадок основания / П.В. Чепур, А.А. Тарасенко, С.С. Соколов // *Фундаментальные исследования*. – 2014. – №11. – С. 804 – 808.
39. Галеев В.Б. Напряженно-деформированное состояние резервуаров, построенных на слабых переувлажненных грунтах: дисс. ... докт. техн. наук.: 05.15.13 / Галеев Виль Бареевич – Тюмень, 1987. – 668 с.
40. Тарасенко А.А. Разработка научных основ методов ремонта вертикальных стальных резервуаров: дис. ... докт. техн. наук.: 05.15.13 / Тарасенко Александр Александрович – Тюмень, 1999. – 299 с.
41. DeBeer E.E. Foundation Problems of Petroleum Tanks / E.E. DeBeer // *Annales de L'Institut Belge du Petrole*. – 1969. – No. 6. – pp. 25 – 40.
42. Greenwood D.A. Differential Settlement Tolerance of Cylindrical Steel Tanks for Bulk Liquid Storage / D.A. Greenwood // *Proceedings of the Conference on Settlement of Structures*. Cambridge: University, British Geotechnical Society, A Halsted Press Book, John Wiley and Sons Inc. (New York). – 1974. – pp. 35 – 97.
43. Malik Z., Morton J., Ruiz C. Ovalization of Cylindrical Tanks as a Result of Foundation Settlement / Z. Malik, J. Morton, C. Ruiz // *Journal of Strain Analysis*. – 1977. – Vol. 12. – No. 4. – pp. 339 – 348.
44. Marr W.A. Journal of Geotechnical Engineering Division / *Proceedings of the American Society of Civil Engineers* // W.A. Marr, J.A. Ramos, T.W. Lambe. – 1982. – Vol. 108. – pp. 340 – 353.
45. Langeveld J. M. The Design of Large Steel Storage Tanks for Crude Oil and Natural Gas / J.M. Langeveld // *Proceedings of the Annual Meeting of The International Institute of Welding*. – 1974. – pp. 35 – 95.
46. РД-23.020.00-КТН-271-10 Правила технической диагностики резервуаров. – М.: ОАО АК «Транснефть», 2010. – 129 с.
47. Lambe T.W. Reclaimed Land in Kawasaki City // *Proceedings of the Soil Mechanics and Foundation Division (ASCE)*. – Vol. 95. – No. SM5. – 1969. – pp. 87 – 94.
48. Penman A. Soil-Structure Interaction and Deformation Problems with Large Oil Tanks / A. Penman // *Proceedings of the International Symposium on Soil Structure Interaction*. – University of Roorkee, Roorkee, India. – Vol. 1. – 1977. – pp. 521 – 526.

49. Salmon C.J. Steel Structures: Design and Behavior / C.J. Salmon, J.E. Johnson // Intext Educational Publishers. – 1971. – p. 2.
50. Hayashi K. Evaluation of Localized Differential Tank Bottom Settlement // Internal Report, EXXON Research and Engineering Co., Report No. EE.12TTR.73, 1973.
51. Guber F.H. Design Engineering Contributions to Quality Tankage // International Institute of Welding Annual Assembly (Budapest, Hungary). – 1974. – pp. 99 – 129.
52. Herber K.H. Eckverbindungen von Tanken and Behaltern // Del Stahlbau. – 1965. – Vols. 10. – pp. 225 – 228.
53. Rinne J.E. Tanks on Soft Soils are Economic Challenge // Petro/Chem Engineer. – 1963. – Vol.35. – No.10. – pp. 56 – 58.
54. Тарасенко А.А. Исследование собственной жесткости вертикального стального цилиндрического резервуара / А.А. Тарасенко, П.В. Чепур, С.В. Чирков // Нефтяное хозяйство. – 2014. – №10. – С. 121 – 123.
55. Sullivan R.A. and Nowircki J.F. Differential settlements of cylindrical oil tank / R.A. Sullivan, J.F. Nowircki // Proc. Conf. on Settlement of Structures. – British Geotechnical Society, Cambridge. – 1974. – P. 402 – 424.
56. ГОСТ 54257-2010 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М.: Стандартиформ, 2011. – 56 с.
57. РД-91.200.00-КТН-180-14 Методика по выбору типов фундаментов зданий и сооружений объектов магистральных нефтепроводов и нефтепродуктопроводов в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства. – М.: ОАО АК «Транснефть», 2014. – 124 с.
58. Тарасенко А.А. Напряженно-деформированное состояние стенки резервуара при неравномерных осадках основания / А.А. Тарасенко, Н.В. Николаев, Г.Г. Хоперский, М.В. Саяпин // Известия вузов "Нефть и газ". – 1997. – №3. – С. 75 – 79.
59. РД-23.020.00-КТН-283-09. Правила ремонта и реконструкции резервуаров для хранения нефти объемом 1000-50000 куб. м. – М.: ОАО АК «Транснефть», 2009. – 102 с.
60. Тарасенко А.А. Обоснование необходимости учета истории нагружения конструкции при ремонте фундамента с подъемом резервуара / А.А. Тарасенко, П.В. Чепур, С.В. Чирков // Безопасность труда в промышленности. – 2014. – №5. – С. 60 – 63.

РОЗДІЛ 3 ЕКОЛОГІЧНА БЕЗПЕКА ОБ'ЄКТІВ ЗБЕРІГАННЯ ВУГЛЕВОДНЕВОЇ СИРОВИНИ В УМОВАХ ПІДВИЩЕНОГО ТЕХНОГЕННОГО СЕЙСМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

3.1 Природні передумови формування екологічної безпеки регіону під впливом чинників техногенної сейсмічності на об'єкти нафтогазового комплексу

Паливно-енергетичні ресурси (поклади вуглеводнів – нафти, природного газу та газового конденсату) Полтавської області сконцентровані у надрах Дніпровсько-Донецької западини як геологічної структури, що простягається з північного заходу на південний схід і охоплює північні, центральні і східні райони області. У розподілі покладів встановлено закономірність: нафтові родовища зосереджені в північно-західних, газові – в південно-східних частинах Дніпровсько-Донецької западини, в центральній частині – нафтогазові родовища. Кількість нафтових покладів зменшується зі збільшенням глибини, змінюючись газоконденсатними. Кількість продуктивних горизонтів досягає 20. Основні родовища нафти залягають на глибині до 3200 м. Поклади газу та конденсату встановлено на глибині до 5000 м і більше. Наявність й інтенсивна розробка даних ресурсів стала причиною високої концентрації у регіоні промислових об'єктів нафтогазового комплексу: видобувних свердловин; розвиненої трубопровідної нафтогазотранспортної мережі; підземних газосховищ.

Склад мінерально-сировинних ресурсів регіону визначається різким виходом до поверхні в південних регіонах області Українського кристалічного щита докембрійського періоду, який складається з гранітів, магматитів, кварцитів, кристалічних сланців. У районі міста Горішні Плавні проходить Криворізько-Кременчуцький розлом, в якому утворилися великі поклади залізних руд метаморфічного походження. Це залісті кварцити протерозойського періоду з вмістом заліза 26 – 38%. Кристалічний фундамент перекривається каолінами та малопотужним чохлам кайнозойських осадових порід, в яких є невеликі родовища пісків і глин.

Наявність в регіоні переліченої вище мінеральної сировини зумовила розвиток тут підприємств гірничо-видобувного комплексу, будівельної індустрії, металургійних, машинобудівних підприємств. У регіоні діють 5 гранітних і 3 залізрудних кар'єри, близько 5 заводів, що виробляють залізобетонні і цегляні вироби, сталеливарний завод, 4 машинобудівні заводи. І це тільки великі підприємства регіону. Окрім цього в Кременчуці знаходиться потужний нафтопереробний завод, приєднаний до системи магістральних нафтопроводів і нафтопродуктопроводів України. У регіоні знаходяться декілька ТЕЦ. Природно, що це неможливо без розвиненої інфраструктури міст, транспортних і паливно-енергетичних магістралей. Це призводить до величезної концентрації об'єктів транспортування паливно-енергетичних ресурсів у регіоні. Це і магістральні нафтопроводи,

нафтопродукти, резервуари і наливні станції підприємств нафтохімічного комплексу, магістральні газопроводи.

Таке техногенне навантаження є причиною значного фізичного забруднення (шум, сейсмохвилі), хімічного (викиди, скидання, відходи) й порушення ландшафтів. Багато техногенних об'єктів є не лише джерелами різних забруднень, але і несуть у собі величезну потенційну небезпеку. Аварії на них можуть привести до екологічних катастроф від локального до національного масштабу. Так, наприклад, вибух на НПЗ, пориви нафтопродуктопроводу, що проходить по дну Дніпра, прорив греблі хвостосховища ПГЗК, прорив греблі Кременчуцької ГЕС – це далеко не повний перелік можливих причин катастроф. А висока концентрація розглянутих вище об'єктів на відносно невеликій території є чинником, що створює високий рівень техногенної небезпеки в регіоні. Зокрема практично біля кожного з підприємств, об'єктів, і зон селищної забудови на відстані від 1 до 5 км знаходиться який-небудь один з кар'єрів регіону. Руйнування скельних порід на усіх кар'єрах здійснюється буропідривним способом. Це призводить до впливу на промислові й нафтогазотранспортні об'єкти протягом десятків років експлуатації сейсмічних коливань від кар'єрних вибухів. При цьому відбувається накопичення механічних напружень в елементах будівель, споруд, технологічних об'єктів, що знижує міцність і надійність цих елементів й підвищує ризик виникнення аварії.

Слід відмітити, що підвищеному рівню екологічної небезпеки об'єктів зберігання вуглеводнів в південних регіонах Полтавської області, обумовленої чинниками техногенної сейсмічності, сприяє не лише процес розробки мінеральних корисних копалин, а й геологічна будова території. Якщо в районах видобутку вуглеводневої сировини товща осадових порід складає до 14 000 м, то в південних районах області осадовий чохол має глибину від 0 до 500 м. Швидкість і відстань розповсюдження сейсмоколиваль у кристалічному масиві значно більші, ніж в осадових породах. Таким чином, на відміну від центральних і північних районів області, де відбувається видобуток вуглеводневої сировини, приповерхневі технологічні об'єкти в південних районах Полтавської області мають високу імовірність постійного впливу сейсмічних мікроколиваль техногенного генезису. При постійній експлуатації обладнання в таких умовах може виникнути необхідність у перегляді технологічних регламентів перевірки технічного стану цих об'єктів та іншого технологічного обладнання в напрямку зменшення міжсервісних інтервалів.

3.2 Теоретичні основи формування екологічної безпеки у регіоні під впливом техногенної сейсмічності

Функціональне навантаження геологічного середовища в процесі формування екологічної небезпеки нафтогазовидобувних регіонів є багатофакторним. Воно одночасно є середовищем техногенного механічного впливу та зоною генерування техногенних сейсмічних полів,

інструментом передачі сейсмічної енергії на екологічно небезпечні техногенні системи, об'єктом можливого забруднення вуглеводнями та шляхом їх міграції у підземні води.

Механізм формування певного стану навколишнього середовища по суті являє собою сукупність взаємопов'язаних подій, процесів, що відбуваються з окремими елементами середовища за відомими чи невідомими законами. Безумовно, існує ряд випадкових чинників, якими визначається вибір стандартизованих алгоритмів розвитку ситуації.

Техногенна сейсмічність (ТС) може впливати на людину двома шляхами: безпосередньо та опосередковано. Шлях безпосереднього впливу доцільно враховувати, якщо параметри сейсмотехнохвиль перевищують встановлений санітарними нормами рівень. Тоді техногенна сейсмічність є прямим чинником формування екологічної безпеки території за санітарними показниками.

Розглянемо опосередкований шлях формування екологічної небезпеки під впливом техногенної сейсмічності (рис. 3.1).



Рис. 3.1 – Спрощена схема формування екологічної небезпеки під впливом техногенної сейсмічності на абіотичні об'єкти

У результаті здійснення технологічних процесів у джерелах техногенної сейсмічності виникають механічні коливання, які породжують у геологічному середовищі сейсмотехнохвилі (СТХ). Розповсюджуючись у геологічному середовищі, СТХ досягають місця розташування певного об'єкту, що зазнає сейсмотехновпливу. Відбувається процес переходу енергії СТХ до об'єкту. Під дією цієї енергії конструктивні елементи об'єкту здійснюють коливальні рухи, які можуть спричинити порушення механічних зв'язків між окремими конструктивними елементами, а також внутрішньої структури елементів. У результаті змінюється інженерний стан об'єкту. Будь-який природний чи штучний об'єкт має свій закладений особливостями будови чи технології рівень потенційної екологічної небезпеки, а також ступінь ризику реалізації потенційної небезпеки. Зміни стану об'єкту викликають зміну рівнів його небезпеки. Оскільки будь-який матеріальний об'єкт не може існувати відокремлено від певної територіальної структури, то, як наслідок, змінюється рівень екологічної безпеки території розташування об'єкту. Описана послідовність є каналом

формування екологічної безпеки регіону шляхом впливу джерел ТС на об'єкти антропогенного походження.

Якщо геологічне середовище розглядати не тільки як середовище розповсюдження, а й як об'єкт впливу СТХ, то з'являється канал формування рівня екологічної безпеки регіону за рахунок впливу джерел ТС на природні абіотичні об'єкти. По матеріалам розділу та публікацій [2, 3] визначимо елементи середовища, процеси і стани, що в сукупності складають механізм формування екологічної небезпеки регіонів під дією техногенної сейсмічності (рис. 3.2).

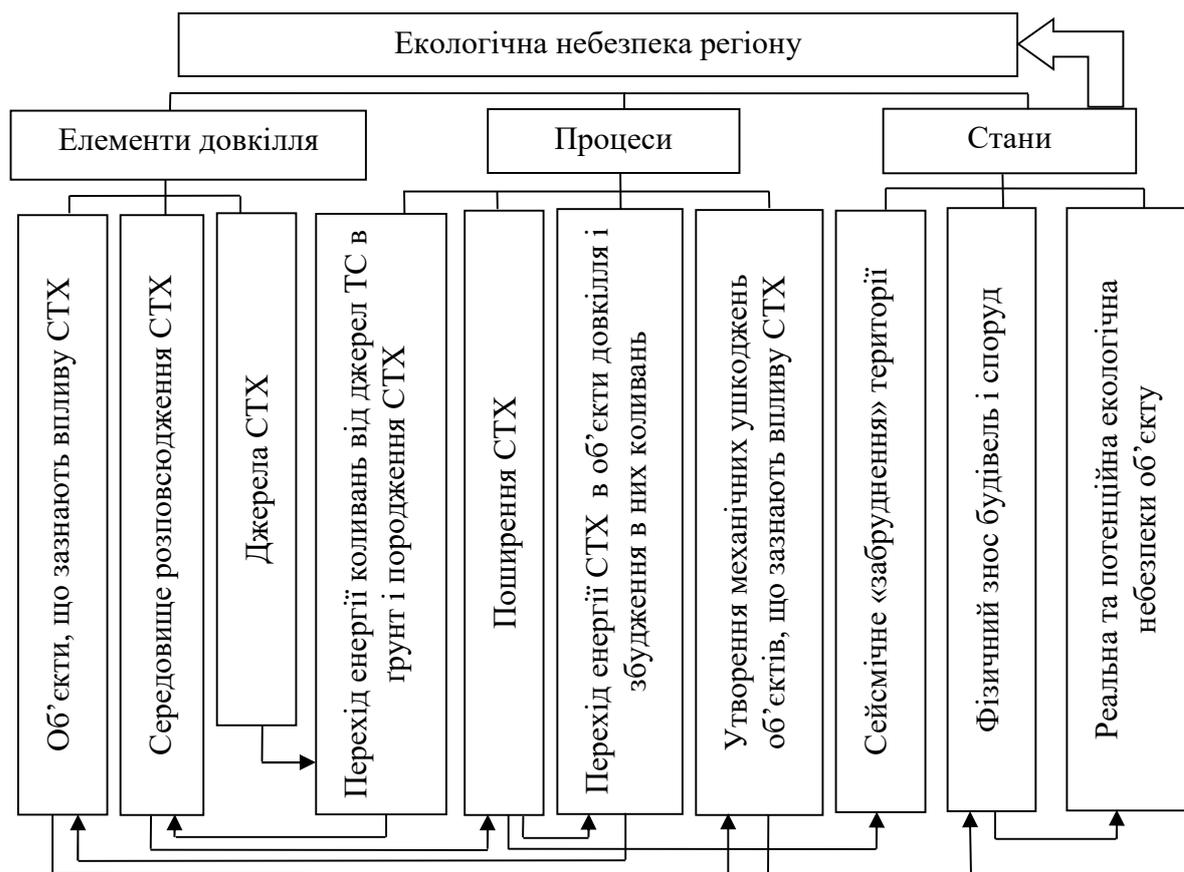


Рис. 3.2 – Механізм формування екологічної небезпеки регіонів під дією техногенної сейсмічності

Зазначимо, що характер і рівень небезпек, які створюють різнотипні джерела ТС, визначається їх типом і характеристиками. Це дає змогу, змінюючи їх конструктивні та технологічні особливості, впливати на стан екологічної безпеки. Роль середовища розповсюдження сейсмохвиль у дослідному процесі та механізм розповсюдження СТХ достатньо відомі [4]. Доведено, що процес розповсюдження сейсмохвиль у геологічному середовищі залежить від його будови та фізичних характеристик. Тому ці параметри можливо використовувати для регулювання впливу джерел ТС на навколишнє середовище.

Процес переходу енергії коливань від джерел ТС у геологічному середовищі до об'єкту є межовим процесом, що відбувається на стику двох

середовищ. Основним методом регулювання протікання цього процесу є застосування в зоні переходу енергії певних технічних рішень з метою поглинання чи перенаправлення енергії коливань.

Зміна інженерного стану об'єкту являє собою складний процес з широкими часовими рамками (від секунд до років) [5]. Інтенсивність його протікання та кінцеві результати значною мірою залежать від параметрів сейсмохвиль, конструктивних особливостей і характеристик об'єктів, а також від співвідношення амплітудно-частотних характеристик хвиль та об'єктів. Змінюючи зазначені параметри, можливо впливати на кінцевий результат цього процесу, яким є рівень інженерної надійності об'єкту.

Кожен інженерний об'єкт має свою конструктивно закладену ступінь міцності (в нашому випадку сейсмостійкість) і клас екологічної небезпеки [6, 7]. З часом, під впливом внутрішніх та зовнішніх чинників, технічна надійність інженерних об'єктів знижується, а ризик виникнення аварій (тобто проявів небезпеки) – збільшується. Масштабність потенційної небезпеки при цьому може залишатись на базовому рівні. Але рівень екологічної небезпеки об'єкту, як функція вірогідності виникнення небезпеки, збільшиться.

Екологічна небезпека регіону визначається складною функцією, компонентами якої, крім інших, є і рівні небезпек окремих техногенних об'єктів [1, 10]. Таким чином, вплив на рівень небезпеки конкретного об'єкту приводить до зміни рівня екологічної небезпеки регіону.

3.3 Сейсмічні аспекти екологічної безпеки транспортування вуглеводневої сировини

Механізм формування екологічної небезпеки сейсмічними чинниками [8] передбачає обов'язкову наявність джерела сейсмічності та об'єкту її впливу. Характер і параметри сейсотехнохвиль в значній мірі визначаються конструктивними особливостями джерел ТС й технологічними процесами, в яких вони задіяні. За наведеними ознаками всі джерела техногенної сейсмічності розподіляються на три технологічні групи (рис. 3.3).

Джерела сейсмічності відносно технологічних об'єктів видобутку та транспортування нафти і газу можна розділити на внутрішні та зовнішні.



Рис. 3.3 – Розподіл джерел техногенної сейсмічності за технологічними групами

До внутрішніх джерел сейсмічності віднесемо технологічне устаткування систем транспортування нафти і газу (головним чином потужні насосні та компресорні станції). Таким чином, внутрішні джерела – це джерела сейсмічності техногенного генезису (техногенної сейсмічності), які формують поля сейсмічного забруднення геологічного середовища. Об'єктами їх впливу є природні та антропогенні елементи навколишнього середовища та самі технологічні об'єкти родовища.

До зовнішніх джерел сейсмічності відносяться природні землетруси та сторонні техногенні об'єкти, що можуть чинити сейсмічний вплив на технологічне обладнання транспортних мереж.

Дослідження формування екологічної небезпеки сейсмічними чинниками, на нашу думку, доцільно проводити в декілька етапів (рис. 3.4).

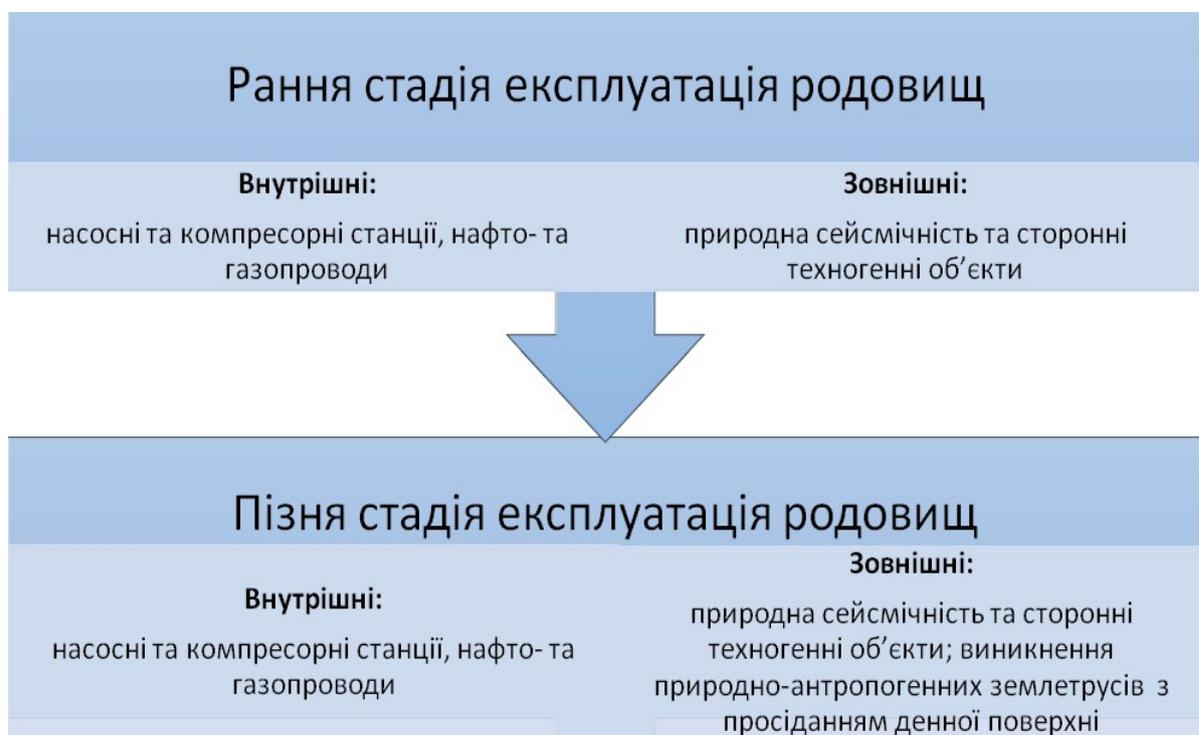


Рис. 3.4 – Джерела формування екологічної небезпеки сейсмічними чинниками на різних етапах експлуатації нафтогазового родовища

На ранній стадії експлуатації родовищ до внутрішніх можуть бути віднесені: насосні й компресорні станції, нафто- та газопроводи. До зовнішніх – природна сейсмічність і сторонні техногенні об'єкти. На пізній стадії експлуатації родовища додається фактор можливого виникнення природно-антропогенних землетрусів з просіданням денної поверхні [9], або без такого.

Слід зазначити, що в кожному окремому випадку структура небезпеки та її рівень буде визначатись регіональними умовами (наявність сусідства потенційно небезпечних об'єктів природних чи техногенних, їх характер та ступінь небезпеки, умови розповсюдження небезпеки).

Нафтогазоносні райони Полтавської області приурочені до Дніпровсько-Донецької западини, що знаходиться на північній окраїні Українського кристалічного щита (рис. 3.5).

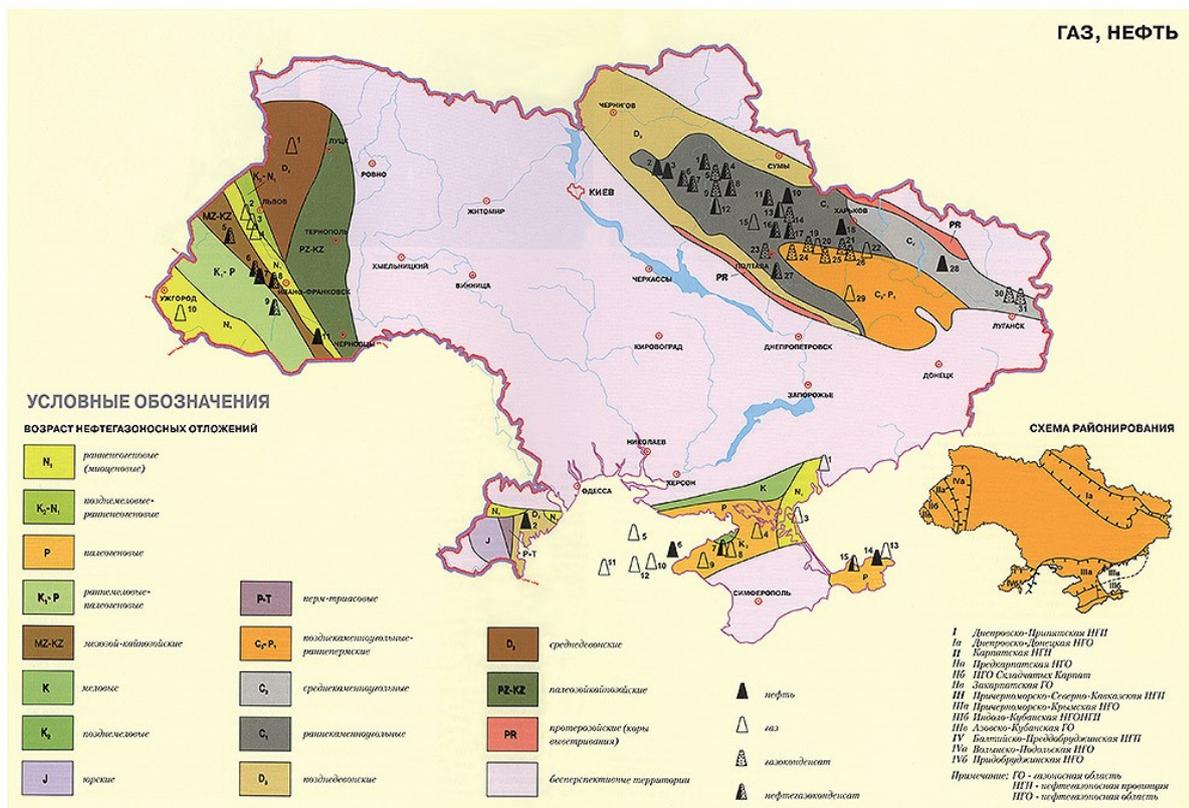


Рис. 3.5 – Нафтогазоносні райони України

Дніпровсько-Донецька западина (ДДЗ) – відносно молода, накладена в докембрійський фундамент складна внутрішньоплатформенна тектонічна структура. Унаслідок розколу древнього Сарматського щита на початковій стадії герцинського геотектонічного циклу утворилася глибока розломна зона, яку в науковій літературі називають палеорифтом або Доно-Дніпровським грабеном. В утворених замкнених басейнах накопичувалися вапняки, піски, соленосні відклади. У кінці палеогенового періоду почали формуватися покривні континентальні відклади.

Природний горючий газ і нафта часто залягають у межах однієї площі. Різні глибини залягання вуглеводнів, а відтак різний тиск, температура та інші геологічні умови сприяли утворенню газоконденсатних, газових, нафтових, нафтогазових, газонафтових, нафтогазоконденсатних родовищ. Серед родовищ вуглеводнів переважають газоконденсатні. Менше поширені нафтогазоконденсатні та нафтогазові. На північному заході області поширені переважно нафтові родовища, а на південному сході переважають газові й газоконденсатні. Нині в області видобувається 38% природного газу, 58% газового конденсату та 13% нафти від загальнодержавних обсягів видобутку [10]. Відкриті родовища приурочені

переважно до глибин 3200 – 4000 м. Перспективи пошуку нафти і газу пов'язані з відкладами нижнього карбону і девону (глибше 5500 – 6000 м).

У північній частині області кристалічний щит виходить на поверхню, що обумовило розробку в цьому регіоні трьох залізородних кар'єрів і п'яти гранітних. Даний регіон [9] характеризується як зона з наявністю механічних напруг гірських порід з величиною напруження стискання 17 МПа у вертикальній площині і 15 МПа – у горизонтальній. Регулярні технологічні вибухи на кар'єрах потужністю в декілька сотень тон тротилового еквіваленту створюють додаткові механічні напруги в природно напруженому геологічному середовищі.

На території області існує розгалуджена мережа магістральних трубопроводів, баз зберігання вуглеводнів, а також мережа автомобільних і залізничних доріг, потужні промислові підприємства гірничовидобувної, нафтопереробної, металургійної, машинобудівної та будівельної галузей.

Традиційно територія області вважалась природно асейсмічною. У 20 сторіччі на території області було зареєстровано декілька землетрусів магнітудою від 2 до 4 балів за шкалою Ріхтера. Епіцентри цих сейсмічних подій знаходились у зоні Вранча. Але в останні десятиріччя актуальною для центральної частини України стає проблема природно-антропогенної та техногенної сейсмічності [11]. Прикладом служать землетруси магнітудою від 2 до 3,9 балів за шкалою Ріхтера, що сталися в зоні Криворізько-Кременчуцького розлому в 2006 – 2012 роках.

Існує вірогідність відтворення аналогічних подій у Полтавській області на окраїні Криворізько-Кременчуцького розлому на межі Українського кристалічного щита та Дніпровсько-Донецької западини. Сейсмічні події можуть бути ініційовані розрядкою напруженого стану кристалічного масиву під впливом техногенної сейсмічності, джерелом якої є потужні технологічні вибухи на залізородних кар'єрах Полтавського, Єристовського та Біланівського гірничо-збагачувальних комбінатів. Особливо небезпечною зоною в даному аспекті згідно з [12] слід вважати межу Українського кристалічного щита та Дніпровсько-Донецької западини, а пріоритетним напрямком розповсюдження сейсмічного впливу – Донецько-Дніпровську западину (рис. 3.6).

Зазначена обставина створює певні ризики для родовищ та об'єктів нафтогазотранспортної системи Полтавської області. Термін їх експлуатації на даний момент складає 40 – 60 років, а середні терміни виникнення техногенних землетрусів на нафтогазових родовищах становлять 20 – 40 років, максимальні 80 – 90 років [9].

Фактор зовнішнього техногенного сейсмічного впливу підвищує імовірність природно-антропогенних землетрусів на родовищах. Отже, можемо припустити, що на території Полтавщини є висока вірогідність виникнення надзвичайних ситуацій екологічного характеру, спричинених дією зовнішніх та внутрішніх чинників техногенної сейсмічності на об'єкти нафтогазового комплексу. Слід також звернути увагу на той факт, що на відміну від природних землетрусів, періоди ініціювання

сейсмопровокуючих техногенних коливань зовнішніми джерелами (як-то, вибухи на кар'єрах) складають не десятки років, а декілька днів, тижнів. Таким чином, геологічне середовище в зонах розташування об'єктів нафтогазового комплексу знаходиться під постійним впливом техногенних землетрусів, інтенсивність яких може складати до 4 балів на відстані до 5 км від кар'єра та до 2 балів на відстані до 12 км від кар'єра [8].

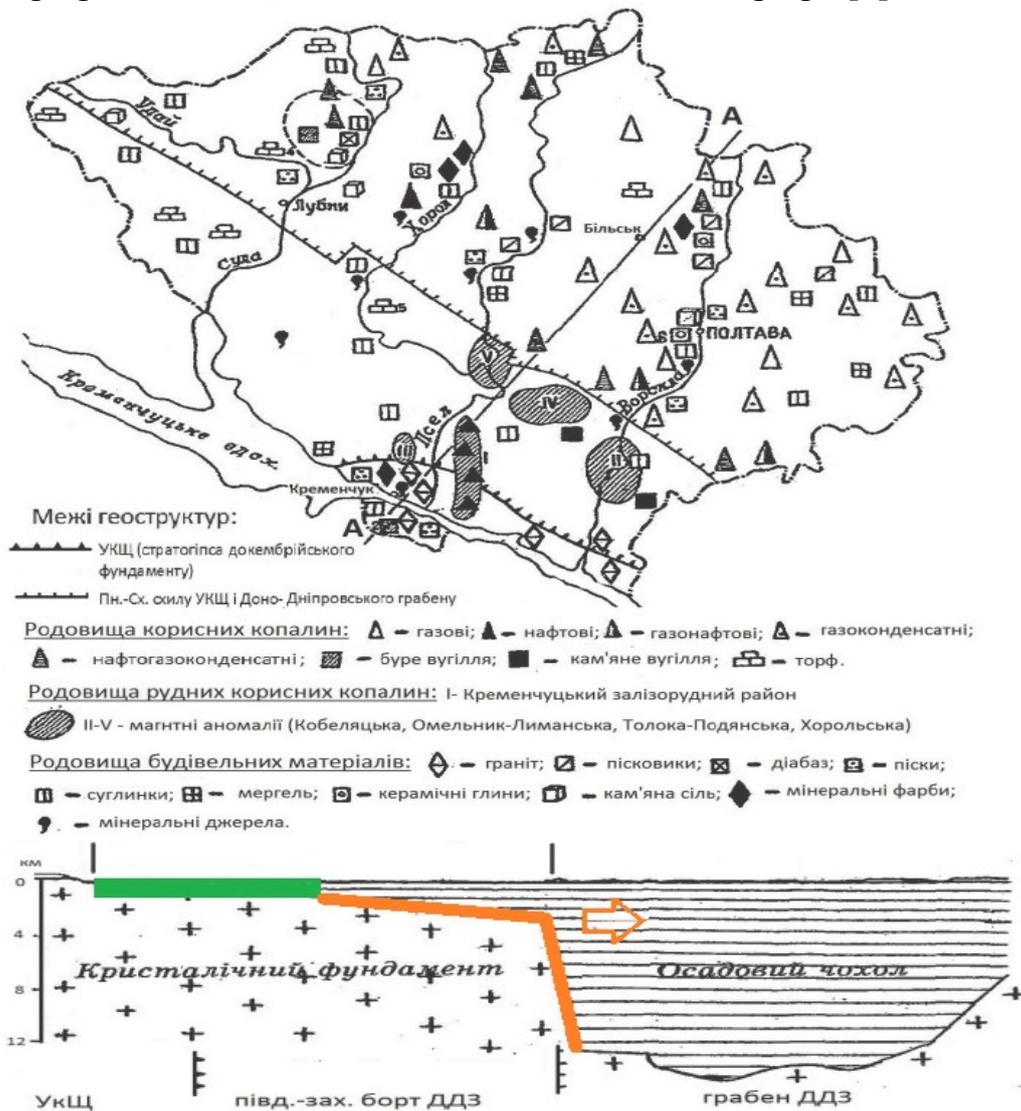


Рис. 3.6 – Схема вірогідного сейсмічного впливу залізорудних кар'єрів (зеленим виділена зона розташування кар'єрів, помаранчевим – можливого виникнення сейсмічної розрядки напруженого стану кристалічного масиву. Розріз по лінії А-А)

Розглянемо нафтопродуктопровід Кременчук – Кропивницький, який розташований на відстані 400 м від межі гранітного кар'єру і регулярно зазнає сейсмічного впливу інтенсивністю до 4 – 5 балів за шкалою МСК-64 (максимальне зареєстроване значення 6 балів) [8]. До того ж, у цьому місті нафтопродуктопровід перетинає головну прісноводну артерію України – р. Дніпро. Будь-яка аварія на нафтотранспортному об'єкті може спричинити екологічну катастрофу державного масштабу.

Згідно з картам сейсмічного районування України ОСР-2004 ця територія відноситься до зони 5-ти бальної природної сейсмічності за

шкалою МСК-64. Як видно з наведеного прикладу, максимальна техногенна сейсмічність може перевищувати природну. Тому постає питання про необхідність техногенного сейсмічного районування територій, а особливо зон розташування техногенних об'єктів підвищеної небезпеки.

На території області розташована значна кількість джерел техногенної сейсмічності, що входить до групи промислового обладнання (промислові установки різного призначення, при роботі яких виникає потужна вібрація, що генерують у геологічному середовищі техногенні сейсмохвилі). Виділимо підгрупи: загально-промислова, гірничо-будівельна.

До загально-промислової підгрупи відносяться гідропневмодинамічні джерела ТС (потужні насоси, компресори, турбіни) та механообробне обладнання (різноманітні види промислових верстатів, в яких під час роботи виникають значні незбалансовані інерційні сили – механічні преси, штампи, молоти тощо). Джерела підгрупи гірничого обладнання сконцентровані на кар'єрах і представлені буровими верстатами та кар'єрними екскаваторами. До джерел підгрупи будівельного обладнання відносяться бульдозери, екскаватори, відбійні молотки, палейні машини.

Результати досліджень [13] свідчать, що промислові підприємства в більшості випадків створюють техносейсмохвилі, що мають незначну інтенсивність за межами санітарно-захисних зон підприємств. Зареєстровані на території міста швидкість (V) та прискорення (a) зміщення ґрунту становлять відповідно $0,2 - 1,1 \cdot 10^{-4}$ м/с та $0,1 - 1,4 \cdot 10^{-4}$ м/с². Однак, при певних технологічних процесах має місце сейсмічний дискомфорт у населення прилеглих територій.

Ще одним чинником техногенного сейсмічного впливу на нафтогазотранспортні об'єкти є автомобільний та залізничний транспорт. Полтавська область має щільну мережу автомобільних магістралей, що входять до транснаціональних транспортних коридорів і залізниць, які в багатьох місцях перетинають нафтогазотранспортну трубопровідну систему. Нафтогазопроводи на території області, як правило, прокладені в поверхневому шарі ґрунту на глибині до 2 метрів. Отже, вони знаходяться безпосередньо в зоні дії транспортної сейсмічності, інтенсивність якої згідно [17] може досягати значень до 4 – 5 балів за шкалою МСК-64.

Потужні насосні та компресорні станції, що забезпечують транспортування нафти і газу по трубопроводах, також є джерелами техногенної сейсмічності. Згідно [13] вони здатні генерувати техногенні сейсмохвилі інтенсивністю до 2 – 3 балів за шкалою МСК-64.

Таким чином, можливо констатувати факт, що об'єкти нафтогазотранспортної системи постійно знаходяться під впливом сейсмічних полів техногенного генезису низької та середньої інтенсивності, які є одним з чинників негативного впливу на стан гідроізоляційних і корозійно-захисних покриттів трубопроводів.

3.4 Управління екологічною безпекою об'єктів нафтогазового комплексу

3.4.1 Загальні положення управління екологічною безпекою в умовах підвищеного техногенного сейсмічного навантаження територій

Стратегія управління екологічною безпекою базується на наступних положеннях [14]:

- управління повинно здійснюватись на базі використання закономірностей формування небезпеки, основними з яких є регіоналізація, раціональна територіальна структуризація та профілізація;
- ефективно управляти можна лише через підсистеми, які відповідають структурним елементам екологічної небезпеки.

З останнього положення витікає, що система управління екологічною безпекою техносеймонавантаженого регіону обов'язково повинна включати підсистему щодо техногенної сейсмічності. А технічні рішення, які є її елементом і розробляються на основі першого положення, направлені на зниження рівня чи ліквідацію небезпек, що створюються дією СТХ: пошкодження та руйнування будівель і споруд потенційно небезпечних об'єктів та шкідливий фізичний і психологічний вплив на населення. Ця стратегія покладена в основу нашої роботи. Іншим напрямком є розробка рішень з підвищення рівня екологічної безпеки об'єктів, що зазнають техносейсмовпливу.

Розробка організаційно-технічних рішень базується на результатах експериментальних досліджень способів зниження впливу техногенних чинників на довкілля та людину, а також можливості їх реалізації в умовах конкретного регіону. Процес управління складається з п'яти етапів. Перший етап – виявлення джерел техногенної сейсмічності та об'єктів, що зазнають техносейсмовпливу. Другий – оцінювання існуючого стану екологічної безпеки. Третій – визначення елементів механізму формування небезпеки, що підлягають регулюванню, та розробка конкретних технічних і організаційних рішень. Четвертий – впровадження рішень. П'ятий – аналіз отриманих результатів.

Базовою процедурою першого етапу є моніторинг джерел та об'єктів, що зазнають впливу техногенної сейсмічності (ТС). Метою моніторингу джерел ТС є визначення їх місця знаходження, зон дії джерел й об'єктів навколишнього середовища, що знаходяться в цих зонах, визначення типів породжуваних сеймотехнохвиль (СТХ), умов їх розповсюдження, максимальних розмірів зон впливу джерел ТС з урахуванням сезонних змін. Джерела ТС та об'єкти, що знаходяться в зоні їх дії, становлять небезпечні техногенні утворення «джерело – об'єкт».

Оскільки техногенна сейсмічність впливає на людину прямим шляхом (безпосередній вплив сейсмохвиль) та опосередкованим (вплив на небезпечні техногенні об'єкти, наслідки аварій, які можуть негативно вплинути на населення території), то доцільно визначати зони прямого й

опосередкованого впливу. За зону прямого впливу приймаємо просторову область, обмежену ізосейсмою, яка відповідає нормативному значенню віброшвидкості в житлових приміщеннях [26]. Зона опосередкованого впливу обмежена ізосейсмою, яка відповідає допустимому за умовами міцності значенню віброшвидкості для об'єктів, розташованих у цій зоні. Якщо зафіксоване на об'єкті значення віброшвидкості (швидкість зміщення конструктивних елементів об'єкту) менше, ніж допустиме для нього, то об'єкт не входить до зони опосередкованого впливу.

Розміри зони можливого розповсюдження екологічної небезпеки в разі порушення стану об'єкту, що зазнає техносейсмовпливу, можуть перевищувати розміри зони небезпечної сейсмічності конкретного джерела ТС. Тоді зона потенційної екологічної небезпеки джерела ТС визначатиметься зоною можливої екологічної небезпеки даного об'єкту.

У разі перекриття зон дії декількох джерел визначаються домінуючі джерела (такі, що породжують СТХ максимальної інтенсивності), а також аналізується накладання СТХ окремих джерел.

В процесі моніторингу об'єктів, що зазнають техносейсмовпливу, встановлюється їх тип, сейсмостійкість та хвильові характеристики, фізичний стан, характер і масштаби потенційної небезпеки.

У результаті виконання робіт першого етапу виділяються потенційно небезпечні техногенні утворення «джерело – об'єкт» і встановлюється регіональна структура екологічної небезпеки, що формується чинниками техногенної сейсмічності.

На другому етапі залежно від масштабів можливих екологічних наслідків і ступеню ризику реалізації небезпек проводиться ранжування та визначаються техногенні утворення реальної, найбільш імовірної потенційної, найвищої потенційної небезпеки й профілізація небезпеки території. Основою цього етапу є процедура оцінювання стану екологічної безпеки окремих техногенних утворень і регіону в цілому.

Результатом виконання робіт даного етапу є визначення пріоритетних напрямків проведення антисейсмічних заходів і необхідної величини зниження інтенсивності техногенних землетрусів за кожним техногенним утворенням, що, по суті, є постановкою завдання для подальших етапів.

На третьому етапі визначаються елементи механізму формування небезпеки, корегуванням яких досягається вирішення поставлених на другому етапі завдань. Для кожної конкретної ситуації на основі принципів розвитку складно організованих систем проводиться прогнозування власних тенденцій розвитку техногенних утворень. Наприклад, планом розвитку родовища закладено поступове віддалення фронту проведення вибухових робіт від населеного пункту. В такому разі відбуватиметься поступове самоорганізоване зниження впливу кар'єру на селищну зону в рамках запрограмованого розвитку техногенного утворення «кар'єр – місто». Використовуючи системи заходів по встановленню безпечних умов експлуатації споруд при техногенних землетрусах [13], з урахуванням тенденцій саморозвитку техногенних утворень, визначається один або

декілька елементів для регулювання (параметри джерела, середовища розповсюдження чи об'єкту, що зазнає техносейсмовпливу), відповідно до яких обираються певні методи управління безпекою:

- позиціонування в просторі й часі джерел техногенної сейсмічності та об'єктів, що зазнають впливу СТХ (наприклад, організація руху багатотоннажного транспорту поза межами населеного пункту, проведення вибухів на кар'єрах регіону в різні дні);

- інженерне облаштування зони переходу енергії коливань і контактних зон джерел та об'єктів (встановлення між ґрунтом і фундаментом будівлі вібропоглинаючого прошарку);

- створення умов для підвищення ступеню затухання технохвиль у геологічному середовищі (розпушення ґрунтів);

- антигенне фазування одночасно діючих джерел СТХ;

- раціональне проектування конструктивних і технологічних параметрів джерел та об'єктів впливу СТХ (унеможливлення виникнення резонансних коливань);

- ліквідація джерел.

Кінцевою процедурою даного етапу є розробка відповідних управлінських рішень, суть якої в створенні нових і підвищенні ефективності існуючих технічних засобів та організаційних заходів, що забезпечують досягнення прийнятних станів екологічної безпеки.

У ході виконання четвертого етапу здійснюється практична реалізація в умовах досліджуваного регіону розроблених для кожного техногенного утворення рішень: проведення певних організаційних заходів, інженерне обладнання території, застосування технічних пристроїв та систем.

П'ятий етап є аналізом ефективності впровадження управлінських рішень. Його результатом є висновки про поліпшення стану екологічної безпеки в регіоні та рекомендації з подальшого підвищення чи підтримки досягнутого рівня безпеки.

3.4.2 Управління екологічною безпекою нафтогазопроводів на прикладі аналізу сейсмічних впливів джерел транспортної групи

Автомобільний і залізничний транспорт є наземними джерелами техногенної сейсмічності низької та середньої потужності [8]. Це обумовлює однотипний характер розповсюдження породжених ними СТХ та ідентичність методів зменшення негативного техносейсмовпливу. Серед заходів з управління екологічною безпекою першочергово розглянемо траншейний сейсмозахисний екран (рис. 3.7). Можливий варіант конструкції траншейного екрану показаний на рис. 3.8.

Традиційно в сейсмозахисних траншеях як заповнювачі використовували тверді (щебінь, керамзит) або волокнисті матеріали [16]. У цих варіантів є суттєві недоліки: заповнюючий матеріал згодом спресовується й ущільнюється ґрунтом, який потрапляє в структуру наповнюючої засипки в процесі дифузії поверхневої вологи в ґрунт, і

траншея перетворюється на один суцільний моноліт. Це призводить до втрати траншеєю сейсмоізолюючих властивостей.

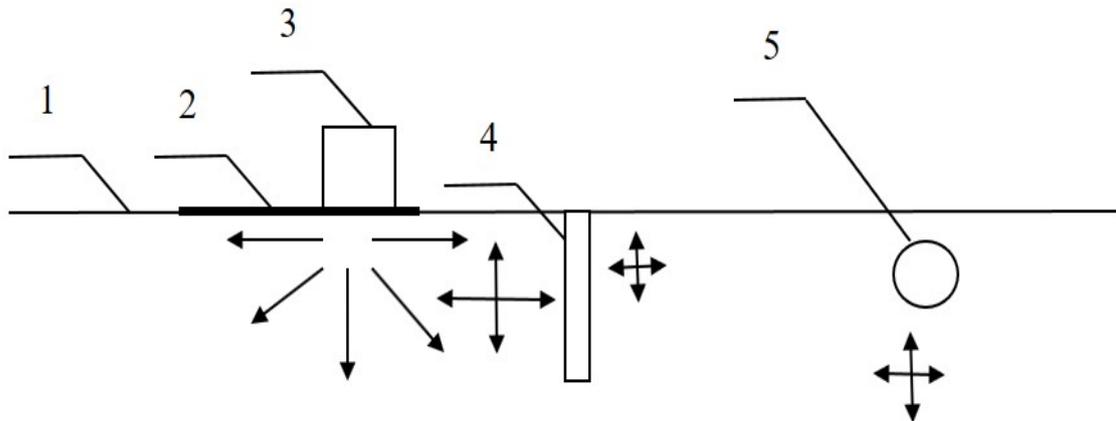


Рис. 3.7 – Розповсюдження транспортних СТХ в однорідному середовищі:
 1 – ґрунти; 2 – дорожнє покриття; 3 – транспортний засіб; 4 – сейсмозахисна траншея; 5 – трубопровід; —> – напрямки розповсюдження СТХ;
 <-> – напрямки коливання ґрунту (довжина знаків умовно відповідає інтенсивності СТХ)

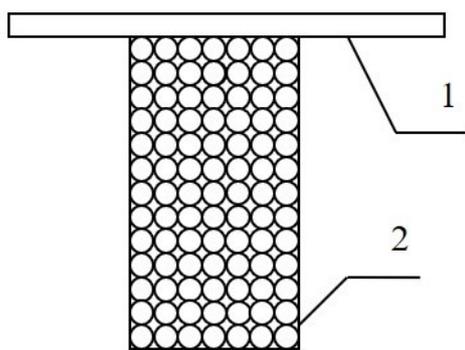


Рис. 3.8 – Закрита сейсмозахисна траншея: 1 – перекриття траншеї (залізобетонна плита);
 2 – наповнювач (порожні ПЕТ)

Пропонується заповнити траншею закритими порожніми поліетилен-терефталатними (ПЕТ) відходами споживання. Утворена гнучка структура пружних замкнутих об'ємів забезпечує багаторазове переломлення та відбиття сейсмічних хвиль, поглинання енергії СТХ, стабільність у часі екрануючих властивостей і стійкість бортів траншеї без застосування спеціального укріплення. До того ж, таке використання побутових відходів є одним з варіантів їх утилізації. В

умовах експериментального полігону нами досліджено сейсмодемпфуючий ефект екрану (рис. 3.9). Встановлено, що інтенсивність сейсмоколивань знижується в 2 – 2,6 рази.

Такий спосіб захисту доцільно використовувати тільки для окремих наближених до транспортних магістралей об'єктів (нафтогазопроводи). Тому за умов значного наближення автомобільних і залізничних магістралей до нафтогазопроводів, перевагу доцільно віддавати методам, що дозволяють знизити інтенсивність СТХ на стадії їх генерування.

Для залізниць, де, як відомо, найбільш інтенсивні СТХ породжуються під час руху колісної пари через рейковий стик [8], таким методом може бути улаштування безстикової колії або віброзахисної конструкції колії зі

спеціальним скріпленням [17]. Такі заходи [17] при повному облаштуванні колії зменшують швидкості зміщення ґрунту на відстані до 100 м від залізниці в 3,15 – 5 раз в діапазоні коливань 8 – 63 Гц.

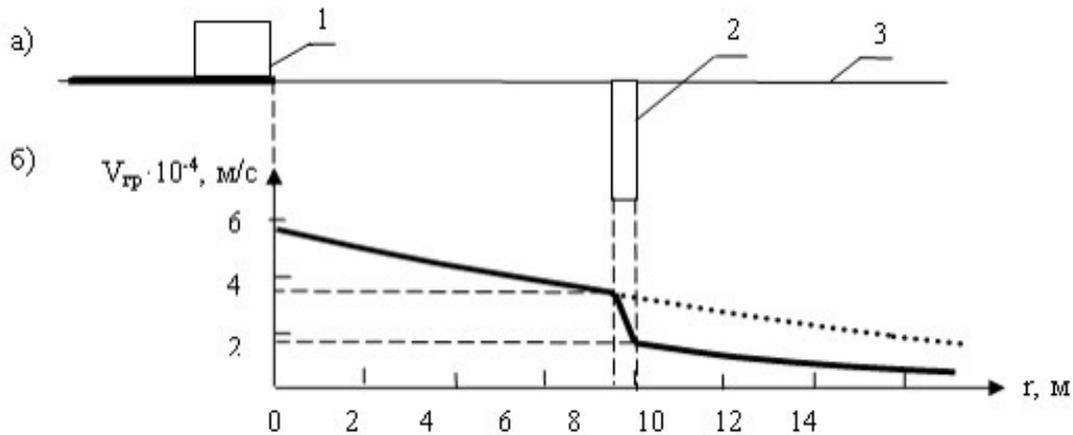


Рис. 3.9 – Зниження інтенсивності автотранспортних СТХ сейсмозахисною траншеєю: а – схема експерименту: 1 – джерело СТХ, 2 – сейсмозахисний екран (глибина 2 м, ширина 0,5 м), 3 – поверхня ґрунту; б – залежність швидкості зміщення ґрунту від відстані між джерелом СТХ і сейсмоприймачем; – за відсутності екрануючої траншеї

Найбільш потужні автотранспортні СТХ виникають при переїзді автомобіля через дефекти дорожнього покриття [8]. Тому пріоритетним напрямком зменшення інтенсивності автотранспортних СТХ є утримання в задовільному стані автодоріг, що в теперішній час досить рідко реалізується.

Нами проведені дослідження інтенсивності автотранспортних СТХ під час руху транспорту по бездефектним ділянкам та переходу колесом дефектів дорожнього покриття транспортної магістралі, а також залізничних СТХ під час руху колісної пари по суцільній ділянці рейки та переході рейкового стику на невіброзахисеній колії. Відстань від автотранспортних та залізничних джерел СТХ до точки заміру становила 10 м та 20 м відповідно. Результати наведені в табл. 3.1 і 3.2.

Таблиця 3.1 – Швидкість зміщення ґрунту під дією СТХ, що генеруються при русі залізничного транспорту

№ експерименту	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$V_{пз}, 10^{-2} \text{ м/с}$	0,32	0,313	0,28	0,33	0,3	0,32	0,27	0,31	0,29	0,33
$V_{кз}, 10^{-2} \text{ м/с}$	0,18	0,15	0,13	0,18	0,14	0,17	0,12	0,14	0,12	0,19

Примітка: $V_{пз}$ та $V_{кз}$ – швидкість зміщення ґрунту під впливом техносейсмохвиль, що генеруються, при переході колісної пари через рейковий стик та при котінні по монолітним рейкам відповідно.

**Таблиця 3.2 – Швидкість зміщення ґрунту під дією
автотранспортних СТХ**

№ експерименту	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$V_{па}, 10^{-2}м/с$	0,32	0,27	0,36	0,37	0,35	0,26	0,29	0,25	0,38	0,24
$V_{ка}, 10^{-2}м/с$	0,13	0,12	0,14	0,16	0,15	0,11	0,12	0,11	0,17	0,11

Примітка: $V_{па}$ та $V_{ка}$ – швидкість зміщення ґрунту під впливом техносейсмохвиль, що генеруються, при переході колеса через дефект дорожнього покриття та при котінні по бездефектній ділянці відповідно.

Використовуючи дані таблиць 1 і 2, встановлено, що середнє зростання швидкості зміщення ґрунту, яке виникає під час руху автотранспорту на дефектних ділянках шляхів, становить 2,4 рази порівняно з бездефектною дорогою, для залізниці – 2 рази. Тобто ступінь екологічної небезпеки зростає відповідно у 2,4 та 2 рази.

За відсутності точних даних з умов проведення експерименту [17] можливо припустити, що відмінність отриманого нами результату (2,4 рази) та даних А.М. Никонова (3,15 – 5 разів) може пояснюватись різними швидкостями руху потягів під час експериментів та їх масою. У нашому випадку спостереження проводились під час руху пасажирського потягу зі швидкістю 10 км/год. Для вантажного потягу інтенсивність сейсмічного навантаження може бути більш відчутною.

На основі експериментальних досліджень встановлено, що на інтенсивність автотранспортних СТХ впливають швидкість руху (рис. 3.10) та маса транспортних засобів (рис. 3.11).

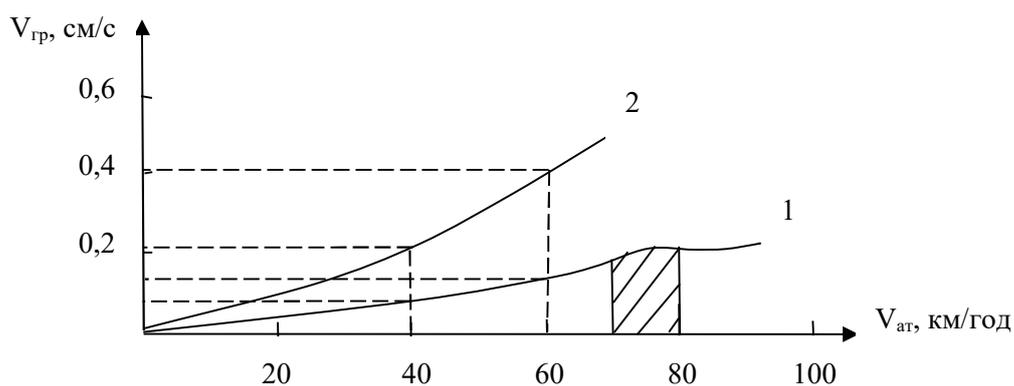


Рис. 3.10 – Залежність швидкості зміщення ґрунту $V_{гр}$ від швидкості руху автомобіля $V_{ат}$ та якості дорожнього покриття: 1 – непошкоджене покриття, 2 – дефектна ділянка дороги

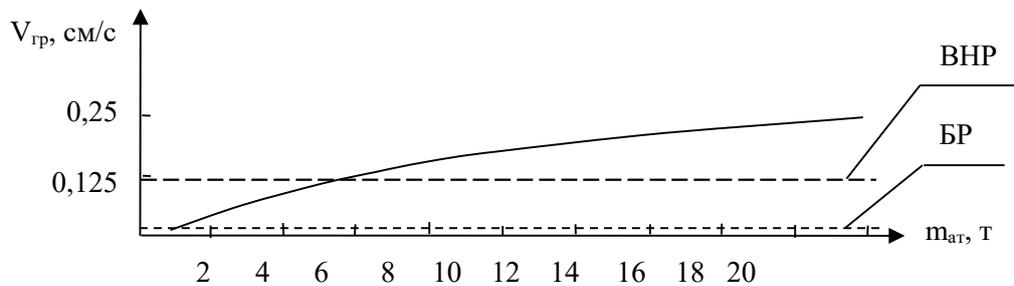


Рис. 3.11 – Залежність швидкості зміщення ґрунту $V_{гр}$ від маси транспортних засобів $m_{ат}$ при переїзді дефекту дорожнього покриття ($V_{ат}=40$ км/год): ВНР та БР – відповідно фізично відчутний небезпечний і безпечний рівні прямого сейсмічного впливу

На рис. 3.11 проілюстровано результати експерименту для автомобіля КАМАЗ на замиському полігоні. Збільшення швидкості руху автомобіля з 40 до 60 км/год спричиняє підвищення інтенсивності СТХ в 1,5 рази по бездефектній дорозі та у 2 рази на дефектних ділянках. Заштрихована зона під кривою 1 відповідає швидкостям руху транспортного засобу, при яких виникають резонансні радіальні коливання коліс, зумовлені якістю їх балансування. В результаті у вказаному діапазоні спостерігається незначне підсилення сейсмічного ефекту. Дослідження на дефектних ділянках покриття при швидкостях руху транспорту $V_{ат} > 70$ км/год не проводились з міркувань запобігання пошкодження транспортних засобів.

Відчутна екологічна небезпека сейсмічного походження формується при подоланні дефектів дорожнього покриття транспортними засобами масою більше 6 т (рис. 3.11). Автомобілі масою менше 6 т при швидкості руху до 40 км/год є джерелами невідчутної небезпеки, при масі транспортного засобу менше 1 т взагалі не відчувається негативного впливу на людей.

Як один з варіантів управління екологічною безпекою ми розглядаємо використання дерев з розвиненою кореневою системою, висаджених вздовж магістралей. Коренева система дерева являє собою своєрідну еластичну ґрунтоармуючу сітку, яка зменшує швидкість зміщення ґрунту за рахунок пружних сил, що виникають в корінні при переміщенні. За результатами експериментальних досліджень нами встановлено, що лісосмуга з двох рядів дерев підвищує ступінь затухання ТСХ в 1,24 рази.

Екранування траншеями доцільно використовувати для захисту окремих об'єктів в умовах неможливості застосування чи недостатньої ефективності наведених заходів.

Висновки за розділом 3

1. Проведений аналіз взаємозв'язку ПРП і техногенної екологічної безпеки на прикладі Полтавської області дозволяє стверджувати, що збереження міри екологічного ризику в регіоні на певному рівні можливо лише при незбільшенні темпів використання ПРП. Структура і кількість

освоюваного ПРП є чинником, що визначає техногенну безпеку регіону сьогодення, а наявність потенційно придатного для освоєння ПРП – чинник, що визначає техногенну безпеку в майбутньому.

2. ПРП є одним з вагомих чинників, що беруть участь у формуванні техногенної безпеки будь-якого регіону і головним завданням при освоєнні цього ПРП є знаходження оптимального співвідношення між рівнем техногенної безпеки, що визначається процесом освоєння ПРП, і рівнем соціально-економічного розвитку регіону.

3. Екологічна безпека територій, на яких розташовані об'єкти видобутку, зберігання та транспортування вуглеводнів, є складною функцією, що враховує надійність самих технологічних об'єктів і ряд внутрішніх й зовнішніх чинників впливу. В умовах Полтавської області одним з пріоритетних факторів є техногенна сейсмічність. В області присутні джерела техногенної сейсмічності всіх технологічних груп, а середовище розташування основних технологічних об'єктів видобутку та транспортування вуглеводневої сировини є одночасно і середовищем поширення техногенного сейсмічного впливу, інтенсивність якого часто може перевищувати характерні для даної території природні значення.

4. Наведена послідовність і зміст етапів управління є евристичним алгоритмом управління екологічної безпекою техносеймонавантаженої території, який може бути конкретизований під особливості соціально-техногенної структури будь-якого промислового регіону.

5. Модернізація залізничних колій, ремонт автомобільних доріг, корегування схем і режиму руху транспорту, насадження дерев вздовж магістралей є найбільш доцільними з економічної точки зору, оскільки не потребують улаштування додаткових сейсμοзахисних споруд. Тому саме вони є пріоритетними при вирішенні питань зниження негативного впливу транспортної сейсмічності на екологічну безпеку об'єктів нафтогазотранспортної системи.

6. Обов'язковим етапом проектно-конструкторських досліджень на розробку нових або модернізацію існуючих об'єктів нафтогазової галузі при існуючому техногенному навантаженні та складних геологічних умовах регіонів видобутку та транспортування нафти повинно бути проведення сейсмічного районування територій за чинниками техногенної сейсмічності з розробкою відповідних рекомендацій щодо забезпечення технологічної та екологічної безпеки об'єктів проектування.

7. Сучасний рівень теоретичних і практичних досліджень у галузі впливу техногенної сейсмічності на стан екологічної безпеки територій та технологічних об'єктів дозволяє організувати ефективний захист елементів нафтогазотранспортної системи від негативного впливу техногенної сейсмічності й забезпечити тим самим високий рівень їх екологічної безпеки.

Список використаних літературних джерел до розділу 3

1. Качинський А.Б. Екологічна безпека України: аналіз, оцінка та державна політика / А.Б. Качинський, Т.А. Хміль. – К.: НІСД, 1997. – 127 с.
2. Бредун В.І. Механізм формування екологічної небезпеки у регіоні під впливом техногенної сейсмічності / В.І. Бредун, О.В. Харламова, В.М. Шмандій // Екологічний інтелект – 2010 [Текст]: 36. наук. праць за матеріалами V Міжнар. наук.-практ. конф. молодих вчених, 08-09 квітня 2010 р. – Д.: Дніпроп. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2010. – С. 27 – 29.
3. Шмандій В.М. Особливості формування екологічної небезпеки у регіонів під впливом техногенних землетрусів / В.М. Шмандій, В.І. Бредун // Збалансований (сталій) розвиток України – пріоритет національної політики: Матеріали Всеукраїнської екологічної конф. (Київ, 26 жовтня 2010 р.). – К.: Центр екологічної інформації, 2010. – С. 322 – 326.
4. Концентрация паров фосфора на Львовщине превышает норму в 20 раз [Электронный ресурс] / Украина сегодня. – 2007, 18 июля URL: http://www.ua-today.com/modules/myarticles/article_storyid_9372.html.
5. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надёжности и безопасности строительных конструкций / А.В. Перельмутер. – К.: Изд-во УкрНИИпроектстальконструкция, 1999. – 212 с.
6. Перелік видів діяльності та об'єктів, що становлять підвищену екологічну небезпеку: затверджено постановою Кабінету Міністрів України від 27 липня 1995 р. № 554.
7. Критерії розподілу суб'єктів господарювання за ступенем ризику від провадження господарської діяльності для безпеки життя і здоров'я населення, навколишнього природного середовища та періодичність здійснення заходів державного нагляду (контролю): затверджено постановою Кабінету Міністрів України від 28 травня 2008 р. № 493.
8. Бредун В.І. Управління екологічною безпекою сейсмотехнонавантаженого регіону: дис. канд. техн. наук.: 21.06.01 / В.І. Бредун. – Кременчук: Крем. Нац. ун-т. ім. Михайла Остроградського, 2011. – 191 с.
9. Бредун. В.І. Формування екологічної небезпеки об'єктів нафтогазової галузі Полтавщини факторами техногенної сейсмічності / В.І. Бредун // Наук. журнал «Екологічна безпека». – Кременчук: КрНУ, 2017. – Вип. 2/2017 (22). – С. 21 – 26.
10. Паливно-енергетичний комплекс Полтавщини – складова енергетичної безпеки держави / Матеріали до теми «Реалізація у регіонах завдань і доручень Президента України щодо забезпечення продовольчої та енергетичної незалежності держави». – 19.08.13. URL: <http://www.adm-pl.gov.ua/old/lubny/publication/content/23723.htm>
11. Сафронов О.Н. Сейсмотектонические условия и сейсмическая опасность платформенной части Украины (для целей размещения объектов

атомной энергетике): Дис. ... канд. геол. наук / О.Н. Сафронов. – Симферополь, 2005. – 135 с.

12. Старостенко В.И. Сейсмическая опасность на территории Украины и защита от землетрясений / В.И. Старостенко, А.В. Кендзера, О.В. Легостаева // Seismoforecasting researches carried out in the Azerbaijan territory, Baku Republican.

13. Kharlamova O.V. Analysis of forming of ecological danger by transport and industrial sources of technogenic seismic / O.V. Kharlamova, V.I. Bredun, V.M. Shmandiy // The first Slovak-Ukrainian conference of young scientists. – Banská Bystrica, 2010. – P. 57 – 61.

14. Шмандій В.М. Управління екологічною безпекою на регіональному рівні (теоретичні та практичні аспекти): Дисертація ... д-ра техн. наук / В.М. Шмандій. – Х., 2003. – 356 с.

15. Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів: ДСП 173-96. – К.: МОЗ України, 1996. – 72 с.

16. Мартынов Н.В. Аналитический обзор систем и элементов активной сейсмозащиты на базе сейсмоизолирующих экранов в виде волновых завес / Н.В. Мартынов // Сб. науч. тр.: Строительство и техногенная безопасность. – 2008. – № 26. – С. 38 – 42.

17. Бредун В.І. Заходи з управління екологічною безпекою щодо транспортних джерел техногенної сейсмічності / В.М. Шмандій, В.І. Бредун, В.С. Бахарєв // Наук. журнал «Екологічна безпека». – Кременчук: КДУ, 2011. – Вип. 1 (11). – С. 9.

РОЗДІЛ 4 ДИНАМІЧНА ПОВЕДІНКА ҐРУНТОВИХ ОСНОВ І РЕЗЕРВУАРІВ ТА РОЗРОБЛЕННЯ МЕТОДІВ ПІДВИЩЕННЯ ЇХ НАДІЙНОСТІ ТА СЕЙСМОСТІЙКОСТІ

4.1 Дослідження динамічних властивостей основ

Раніше доведено, що між механічними властивостями незв'язних і зв'язних ґрунтів при статичних та динамічних навантаженнях є велика різниця. Зокрема, виявлено, що піщані ґрунти слабо ущільнюються під впливом статичних навантажень і разом з тим при динамічних навантаженнях (вібраційних, ударних тощо) вони значно ущільнюються, особливо якщо знаходяться в пухкому й незавантаженому стані. Навпаки, глинисті ґрунти в умовах динамічного впливу ущільнюються слабо, а при повному водонасиченні майже зовсім не ущільнюються, в той же час як від тривалого статичного навантаження вони можуть значно ущільнюватися.

Узагалі, м'які ґрунти відрізняються здатністю до накопичення залишкових деформацій при циклічних навантаженнях невисокої частоти. За досить великої кількості циклів навантаження – розвантаження деформації стають чисто пружними, що добре відомо з компресійних і штампових випробувань.

Специфічною властивістю водонасичених піщаних ґрунтів є здатність їх структури руйнуватися від динамічного впливу й переходити на певний час у розріджений стан із наступним ущільненням та утворенням нової структури [1].

Динамічними властивостями називається група фізико-механічних властивостей ґрунтів, що визначають їх реакцію на дію динамічних навантажень. Питання динамічної нестійкості ґрунтів важливі при вирішенні практичних завдань, пов'язаних зі зниженням жорсткості та міцності ґрунтів при динамічних навантаженнях різного походження. Землетруси, рухомий транспорт, вибухові роботи, робота важких машин, вітрові та хвильові навантаження часто призводять до пошкоджень будівель й інших інженерних споруд внаслідок значних і нерівномірних осідань, зсувів порід на схилах, руйнування насипів [2].

Значний внесок у дослідження динамічних властивостей ґрунтів зробили Д.Д. Баркан, О.О. Вовк, М.І. Забилін, Ю.К. Зарецький, П.Л. Іванов, В.О. Іллічов, А.В. Кендзера, Ю.О. Кірічек, В.Г. Кравець, М.Д. Красніков, В.В. Кулябко, Г.М. Ляхов, Л.В. Нуждін, М.П. Павлюк, О.О. Савінов, В.М. Сеймов, В.Л. Седін, Л.Р. Ставніцер, В.Г. Таранов, О.М. Трофимчук, Г.І. Чорний, В.Б. Швець, Н.С. Швець, О.Я. Шехтер та ін. [1]. Динамічні випробування ґрунтів проводяться для визначення показників властивостей, що виявляються при змінних навантаженнях в наступних випадках: 1) при будівництві в сейсмічних районах з бальністю 6 балів і більше (з урахуванням збільшення балів за даними сейсмічного мікрорайонування); 2) при можливих динамічних впливах, пов'язаних із будівництвом і експлуатацією споруд [2].

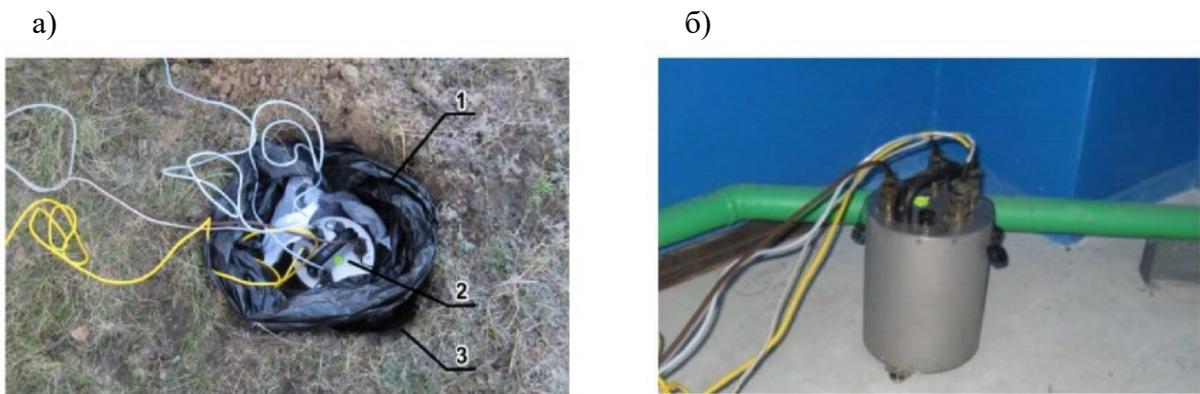
Параметри сейсмічних навантажень призначають залежно від прийнятої моделі основи. При використанні динамічних моделей основи у вигляді пружин з демпфером характеристиками ґрунтової основи є ряд динамічних модулів ґрунту (модуль Юнга, динамічний модуль зсуву, динамічний модуль загальної деформації та ін.), коефіцієнти жорсткості, параметри загасання (демпфірування). При моделюванні основи інерційним півпростором характеристиками ґрунту основи є питома вага, швидкість поздовжніх і поперечних хвиль, коефіцієнт пружного опору, параметр загасання [3].

Для визначення перерахованих показників використовуються як польові, так і лабораторні методи динамічних випробувань ґрунтів і фізичних моделей основ і земляних споруд, а також математичне моделювання [2].

4.1.1 Методика визначення віброприскорення коливань конструкцій резервуарів

Одним з варіантів аналізу вібрацій є вимірювання за допомогою системи GURALP CMG-40TD. Це обладнання призначене для регіональних і локальних мереж інженерної сейсмології, тимчасових установок для дослідження динамічних характеристик моніторингу будівель і споруд, у тому числі і резервуарів для зберігання нафти і нафтопродуктів.

Для реєстрації динамічного впливу на поверхні ґрунту згідно з технічною документацією сейсмометр встановлюється в підготовлене заглиблення (діаметр 40 см, глибина 60 см) на гранітну плитку в щільній водонепроникній поліетиленовій упаковці (рис. 4.1, а). Сейсмологічний прилад засипається дрібним піском до його вершин. При реєстрації динамічного впливу на відмітках резервуару сейсмологічне обладнання встановлюється безпосередньо на елементах конструкцій досліджуваної споруди (рис. 4.1, б).



**Рис. 4.1 – Обладнання тимчасового пункту сейсмологічних спостережень:
а – встановлення сейсмологічного приладу в ґрунті (1 – гідроізоляційний матеріал,
2 – сейсмологічний прилад, 3 – заглиблення),
б – встановлення сейсмологічного приладу на відмітках споруди**

Реєстрація обладнанням динамічних даних відбувається при проходженні динамічних хвиль через ґрунт у процесі створення динамічного впливу.

У результаті проведення польових досліджень отримуються записи динамічного впливу на поверхні ґрунту та на відмітках резервуару, що досліджується. Отримані результати на подальших етапах роботи порівнюються з результатами моделювання даної задачі.

Методика порівняння результатів чисельних і натурних досліджень передбачає порівняння максимальних амплітуд прискорень в контрольних точках та порівняння спектрів Фур'є, які, в свою чергу, використовуються для частотного аналізу зареєстрованих впливів із метою виявлення основних частот і закономірностей зміни їх та амплітуд.

Із проведеного аналізу спектрів Фур'є було виділено наступні особливості:

- найбільш інтенсивною за амплітудою в усьому частотному діапазоні є вертикальна складова, найменшою – горизонтальна складова в поздовжньому напрямку відносно досліджуваного об'єкту;

- в усіх представлених спектрах Фур'є записів, зареєстрованих у контрольних точках вимірювання коливань, присутні два яскраво виражених піки на частотах приблизно 4 і 5,7 Гц, що пояснюється складністю зареєстрованого сигналу та наявністю в коливальному процесі декількох регулярних складових із різними частотами (частота динамічного впливу та частота екскаватора);

- коливання в контрольних точках на поверхні ґрунту істотно перевищують за амплітудою коливання, які були зареєстровані на відмітках досліджуваної будівлі, що пояснюється процесами фільтрації і демпфування, які супроводжують перехід коливальних процесів від ґрунту до резервуару.

Іншим приладом для вимірювання вібраційних впливів є віброметр VM 6360 (рис. 4.2).

Датчиком вібрації у віброметрі VM 6360 є п'єзоелектричний акселерометр.

Для надійної фіксації і попередження зсувів шнура (кабелю), що з'єднує акселерометр і приймач сигналу, застосовуються металеві кліпси (скоби). Для запису отриманих даних вимірювань і їх подальшого аналізу використовується ПК, до якого віброметр VM 6360 підключається за допомогою опціонального кабелю. За допомогою датчиків вібрації може бути виміряна будь-яка величина – переміщення, швидкість або прискорення, за умови забезпечення необхідного. При оцінці параметрів вібрації використовують характеристики: середньоквадратичні (СКЗ, RMS) або пікові (ПК, PEAK) значення швидкості, середньоквадратичні або пікові прискорення, розмах переміщень (розмах, реакреак).



Рис. 4.2 – Віброметр VM 6360: 1– акселерометр, 2 – дисплей, 3 – вхід, 4– кнопка функцій утримання максимальних значень, 5 – кнопка живлення, 6 – кнопка перетворення системи одиниць вимірювання, 7 – кнопка функції, 8 – кнопка фільтру, 9 – кнопка звуку, 10 – роз’єм для навушників, 11 – роз’єм RS 232C, 12 – кришка батарейного відсіку, 13 – магнітний датчик, 14 – шаровий зондовий датчик, 15 – конусний зондовий датчик

Середньоквадратичне значення коливання величини – квадратний корінь з середньоарифметичного або середньоінтегрального значення квадрату коливання величини в даному інтервалі часу.

Ще одим із способів вимірювання вібраційних впливів представлений нижче (рис. 4.3).

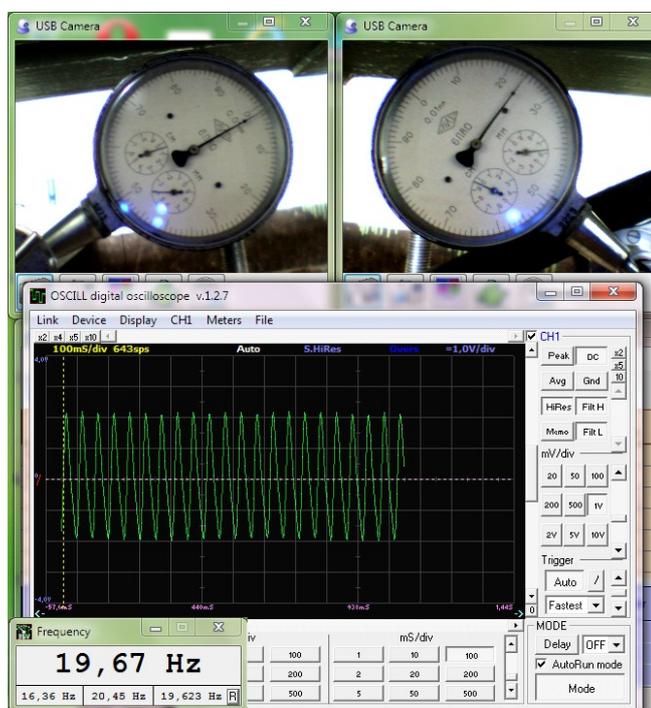


Рис. 4.3 – Дані, що відображаються на екрані ПК під час експерименту

Амплітуда та частота коливань штампу фіксується датчиком переміщень Д21А, віброметром ВІП-2, цифровим осцилографом Oscill. Віброметр ВІП-2 дозволяє контролювати амплітуду коливань віброштампу, але не надає інформації про частоту збурюючого навантаження. Для контролю частоти коливань на «вихід» віброметру підключають цифровий осцилограф Oscill, який дозволяє виводити дані про амплітуду та частоту коливань на екран ПК (рис. 4.3), а за необхідності їх оперативно коригувати системою керування обертами електродвигуна вібратора. Оператор задає параметри коливань за допомогою блоку керування обертами електродвигуна вібратора, контролює їх незмінність і записує отримані параметри коливань і дані розвитку осідання в часі до журналу експерименту.

4.1.2 Методика сейсмічного мікрорайонування території

Найбільш небезпечними з динамічних дій є землетруси. Сейсмічна небезпека території України визначається як глобальною так і локальною тектонічною активністю, яка обумовлена складним розподілом напружено-деформованого стану тектонічних структур. Сейсмічну небезпеку України створюють сейсмоактивні регіони: Північна Туреччина, Українські Карпати, Район Вранча, Добруджа, Кримсько-Чорноморський регіон та Північно-Західний Кавказ.

До 70-х років 20-го сторіччя вважалося, що сильні місцеві землетруси на стародавніх платформах не можуть виникати. Тому місцева сейсмічність не досліджувалася. Однак, у центральній частині території України є тектонічні порушення, сучасна активізація яких не досліджена. Наявність цих розламів і ознаки їх сучасної активізації підтверджені результатами дешифрування космознімків [4 – 8]. У центральній частині території України, зокрема в межах Українського щита, за останні століття достовірно зафіксовано лише декілька землетрусів з малою глибиною осередку (5 – 10 км) та невисокими магнітудами ($M = 3,5 - 4,0$). Ці землетруси мали локальний характер сейсмічного впливу.

Методика виконання робіт з сейсмічного мікрорайонування території включає в себе наступні види робіт:

1. Збір і систематизація матеріалів вишукувань минулих років. За результатами цих робіт з урахуванням даних інженерно-геологічних вишукувань територію поділяють на однорідні в сейсмічному відношенні таксонометричні одиниці, що відповідають вимогам РСН 60-86.

2. Інженерно-геологічні рекогносцирувальні маршрутні дослідження, за результатами яких визначають основні профілі сейсморозвідувальних робіт та точки зондування.

3. Геофізичні роботи кореляційним методом переломлених хвиль (КМПХ) і багатоканальним аналізом поверхневих хвиль (MASW). Завданням даних геофізичних вишукувань є одержання вихідних даних для уточнення сейсмічності майданчика за допомогою методу сейсмічних жорсткостей [10, 11].

Сейморозвідувальні роботи КМПХ проводять методом перших вступів заломлених хвиль по кореляційно ув'язаним системам з отриманням зустрічних годографів повздовжніх та поперечних хвиль.

При наявності перешкод на майданчику досліджень, сейморозвідувальні роботи проводять шляхом одиночних зондувань, у місцях із сприятливими умовами для розгортання сейсмічних кос.

Спостереження проводяться по схемах ZZ (вертикальні удари та реєстрація на вертикальних сейсмоприймачах) та XY, YU (горизонтально спрямовані паралельно та перпендикулярно лінії профілю удари та реєстрація на горизонтальних сейсмоприймачах).

Для реєстрації сейсмограм використовується 12 (24) канална 24-розрядна цифрова сеймостанція (наприклад, «Діоген»), до складу якої входить реєстратор, ноутбук з програмним забезпеченням, сейсмічна коса, сейсмоприймачі (рис. 4.4).

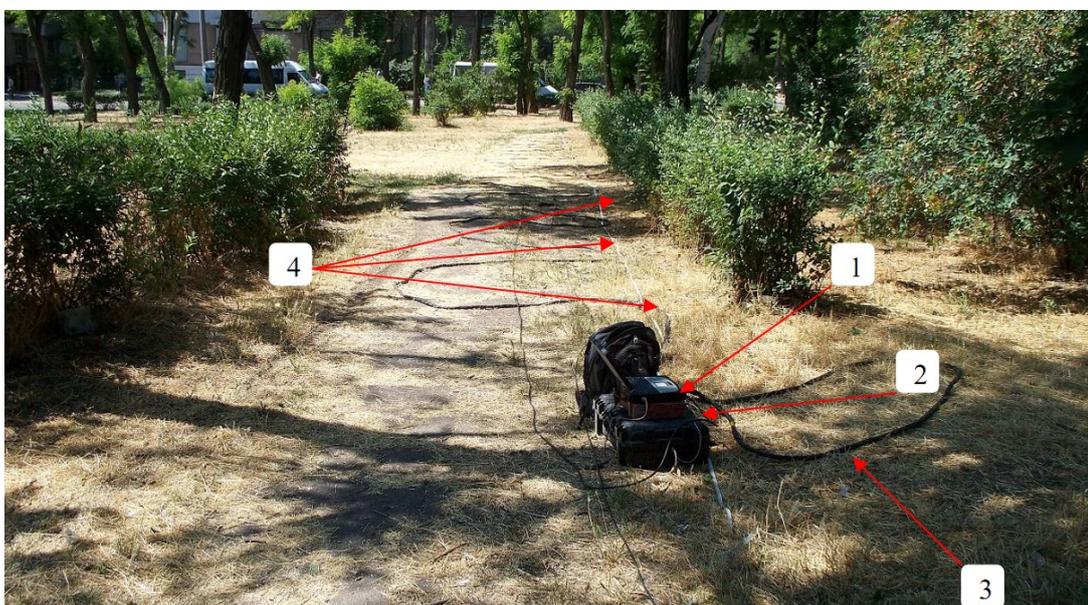


Рис. 4.4 – Склад сейморозвідувальної апаратури: 1 – блок управління на базі Notebook, 2 – цифрова сеймостанція, 3 – сейсмокоса, 4 – сейсмодатчики

Реєстрація сейсмічних коливань виконується на жорсткий диск комп'ютера, сейсмограми записуються у форматах ASCII и SEG-Y. Час реєстрації кожної з сейсмограм 1000 мс. Частота дискретизації 0,1 мс.

Збудження подовжніх сейсмічних коливань проводиться шляхом скидання на ґрунт металевої «болванки» вагою 30 кг з висоти 1,5 метри (рис. 4.5). Збудження поперечних сейсмічних хвиль проводилось шляхом ударів кувалдою по стінці закопушки під кутом від 45 до 60 градусів вздовж, або впоперек профілю сейсмокоси.

У кожному пункті проводиться накопичення сигналу до 5 – 7 разів.

У результаті кожного з зондувань отримуються сейсмограми. На сейсмограмах, після можливого (за необхідності) редагування відмічаються перші вступу заломлених хвиль. Після вирахування перших вступів за отриманими даними будуються годографи з метою обрахування швидкостей.

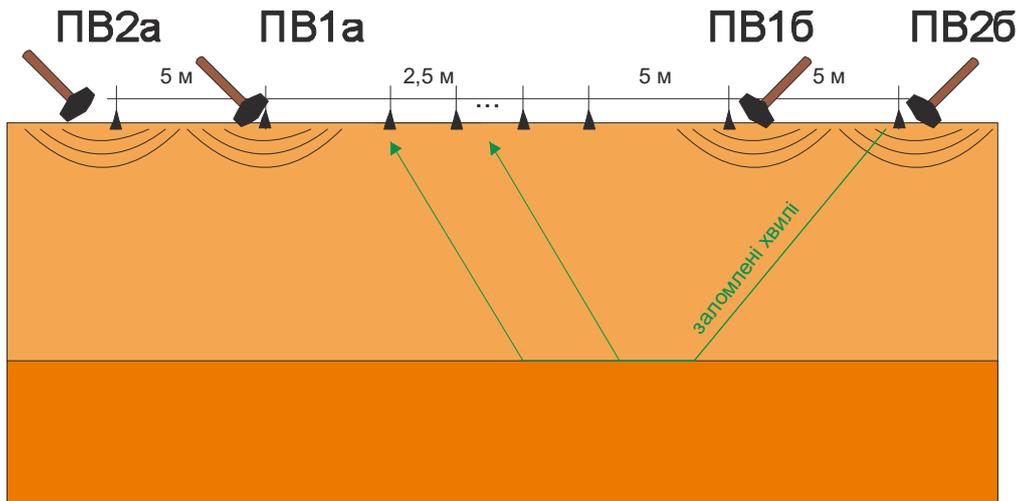


Рис. 4.5 – Система спостережень для сейсмічного зондування

Після цього розраховуються параметри пластових швидкостей для поздовжніх і поперечних хвиль. В подальшому вираховуються середньозважені швидкості для шарів основи (V_p – середні швидкості поздовжніх хвиль, м/с; V_s – середні швидкості поперечних хвиль, м/с), складаються остаточні глибинні та швидкісні розрізи. Отримані дані швидкостей в подальшому використовуються в розрахунках сейсмічної жорсткості $V_s\rho$ (де ρ – щільність ґрунту) та для побудови сейсмогеологічної моделі. При цьому, чим більша $V_s\rho$ активного шару ґрунту, тим менша амплітуда його коливань.

Виміри за методикою багатоканального аналізу поверхневих хвиль (MASW) виконуються за допомогою цифрової 24-канальної сейсмічної станції. Управління станцією, аналіз отриманої інформації і її наступне збереження здійснюється за допомогою переносного комп'ютера Notebook. Сейсмограми записуються на жорсткий диск комп'ютера у форматі ASCII довжиною 1 сек. при дискретності 0,1 мс. Збудження сейсмічних хвиль здійснюється кувалдою масою 8 кг. Виділення корисного сейсмічного сигналу на фоні перешкод проводиться в режимі п'ятикратного накопичення сейсмічних записів.

При поверхневому порушенні пружних коливань більше 2/3 частини енергії йде на утворення низькошвидкісних поверхневих хвиль Рэлея. У випадку вертикального градієнту швидкостей кожний частотний компонент поверхневої хвилі поширюється зі своєю фазовою швидкістю, тобто швидкість поверхневої хвилі є функцією частоти коливань. Глибина, на яку поширюються коливання поверхневої хвилі, пропорційна довжині хвилі (або обернено пропорційній частоті). Відзначена особливість лежить в основі методу багатоканального аналізу поверхневих хвиль. Залежність фазової швидкості від частоти для даного середовища називається дисперсійною кривою. Форма дисперсійної кривої відображає зміну твердості із глибиною. Для побудови профілю поперечних швидкостей необхідно спочатку зареєструвати збуджені різними джерелами поверхневі хвилі.

При реєстрації поверхневих хвиль застосовується система

спостережень ZZ, що відповідає вертикальному удару й вертикально орієнтованим сейсмодатчикам типу геофон СВ-20Ц. Сейсмодатчики розташовуються рівномірно на профілі із кроком 2,5 м. Збір польових даних здійснюється з використанням методики «одиначного» зондування. Застосовується флангова система спостережень із виносом пункту удару на 2,5 – 10 м. Результати запису при реалізації такої системи спостережень відносяться до центра розміщення сейсмічної коси.

Первинна обробка матеріалів (підсумовування сейсмограм) проводиться за допомогою програми реєстрації, що входить у комплект поставки сейсмостанції. Наступна обробка, фільтрація й інтерпретація матеріалів виконуються в спеціалізованому пакеті аналізу даних. У процесі обробки здійснюється читання й візуалізація отриманих сейсмограм, присвоєння геометрії. Після цього в спеціальній програмі «Masw*» виконується дисперсійний аналіз – побудова дисперсійних зображень. На кожному отриману сейсмограму розраховують дисперсійне зображення.

Далі в автоматичному режимі виконується інверсія – знаходження профілю поперечних швидкостей по глибині, теоретична дисперсійна крива, що максимально наближена до обмірюваної кривої.

Таким чином, результатом проведених розрахунків дають подання про розподіл поперечних швидкостей по глибині. Як правило, параметри розміщення і джерело порушення, які використовуються в проведених вишукуваннях, дають можливість оцінити розподіл поперечних швидкостей у гірських породах до глибини 30 – 35 м.

Закордонні фахівці, згідно з вимогами Eurocode 8, під час досліджень методом MASW використовують інтегральний параметр V_{s30} . Цей параметр являє собою сейсмічну характеристику товщі ґрунтів глибиною 30 м. В Україні цей параметр не наведений у стандартах.

Виконання практичних робіт із сейсмічного мікрорайонування будівельних майданчиків передбачає також використання *методу реєстрації короткоперіодних мікросейсм*. Застосування методу ґрунтується на порівнянні параметрів мікроколиваний ґрунтів, які збуджуються джерелами природного і техногенного походження на досліджуваних та еталонній ділянках. Ґрунт при цьому розглядається як фільтр, який може змінювати амплітудний і фазовий спектри коливаний в сейсмічних хвилях, падаючих на підшву осадового чохла.

При проведенні робіт повинні виконуватися вимоги розділу 3 РСН 60-86 [12]. Комплект апаратури, що використовувалася для реєстрації мікросейсм наведено на рис. 4.6.

На кожному з пунктів спостережень датчик орієнтується відносно сторін світу, встановлюється у невеличку лунку, та накривається кришкою для зменшення впливу вітрових перешкод. Для обробки сигналу мікросейсм використовуються спеціалізовані програмні пакети GeoPsy.

В результаті подальшої обробки обраховуються спектри кожної з компонент (Північ-Південь, Захід-Схід, та вертикальної) мікросейсмічних коливаний. Також амплітудно-частотна характеристика ґрунтів визначається

на основі аналізу мікросейсмічних коливань за *методом HVSR (метод Накамури)*. Після обрахування зазначених параметрів для усіх точок спостереження на території проводяться порівняння та усереднення отриманих результатів.



Рис. 4.6 – Реєстрація мікросейсм за допомогою трьохкомпонентного сейсмодатчику MTSS-1003 (комплект обладнання): 1 – сейсмодатчик MTSS-1003, 2 – система реєстрації, 3 – ноутбук

На рис. 4.7 наводиться приклад усереднених спектрів вертикальної та горизонтальних (Пн-Пд, Сх-Зх) компонент мікросейсмічних коливань для кожної з точок реєстрації мікросейсм.

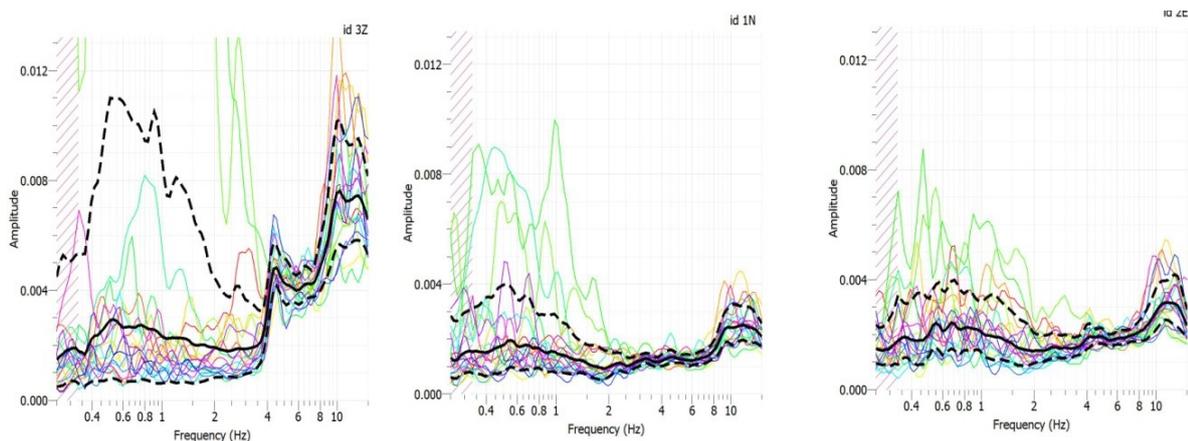


Рис. 4.7 – Усереднені по точкам спостереження спектри компонент (вертикальної, Пн-Пд, Сх-Зх) мікросейсмічних коливань

Визначення приросту сейсмічної інтенсивності в межах території будівництва, згідно з РСН 65-87 [13], рекомендується виконувати методами: 1) інженерно-геологічних аналогій; 2) сейсмічних жорсткостей.

Метод інженерно-геологічних аналогій передбачає поділ території

досліджень по величині приросту сейсмічної інтенсивності, яка визначається на основі категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями (табл. 5.1 ДБН В.1.1-12:2014 [11]).

Метод сейсмічних жорсткостей ґрунтується на основі порівняння фізичних властивостей ґрунтів в еталонній та в інших точках спостережень на досліджуваній території.

На основі аналізу наслідків великої кількості руйнівних землетрусів було встановлено, що сейсмічний ефект зростає зі збільшенням ступеню пухкості ґрунтів, які залягають безпосередньо на глибинах до 10 – 15 м. Крім того, слід зазначити, що неглибоке залягання рівня ґрунтових вод та наявність контрастних сейсмічних границь також збільшує сейсмічний ефект.

Сумарний приріст сейсмічної інтенсивності (в балах) можна розрахувати за емпіричною формулою С.В. Медведєва, викладеною в РСН 60-86 [12].

Для розрахунку акселерограм в межах майданчика забудови з урахуванням локальних ґрунтових умов використовуються як записи реальних землетрусів зони Вранча, так і синтетичні акселерограми, що будуються з урахуванням спектрів реакції землетрусів зони Вранча та можливих локальних землетрусів. Побудова синтетичних акселерограм обумовлена тим, що кожен землетрус має свої унікальні амплітудно-частотні характеристики, і синтетична акселерограма дозволяє врахувати усі можливі варіанти для цілого набору землетрусів.

Для кожної розрахункової акселерограми проводяться розрахунки прискорень та напружень на поверхні.

4.2 Підвищення динамічної стійкості ґрунтових основ резервуарів

Лабораторними та польовими дослідженнями деформаційних характеристик ґрунтів, одержаних переважно фахівцями Японії та США, визначено, що в умовах значних сейсмічних навантажень деформаційні характеристики ґрунту стають нелінійними [14].

Висока ефективність застосування штучних основ з ущільненням ґрунту (штучні основи з поверхневим і глибинним ущільненням ґрунту, ґрунтові подушки тощо) досягається за рахунок їх раціональних конструкцій і технологій зведення, при яких забезпечується [3, 15, 24 – 26]: 1) підвищення характеристик міцності та деформативності й ліквідація просадочних властивостей ґрунту в межах ущільненої зони; 2) більш повний ступінь використання несучої здатності основи і матеріалу фундаментів порівняно з фундаментами на природній основі; 3) максимальне скорочення ручної праці; 4) зниження вартості, трудомісткості робіт, витрат бетону, металу; 5) прискорення зведення нульового циклу; 6) можливість улаштування основ і фундаментів серійними заходами механізації при незначному переобладнанні їх робочих органів тощо.

Разом із тим, аналітичні методи розрахунку, добре апробовані для поширених штучних основ з ущільненням ґрунту, недостатньо універсальні через різноманіття ґрунтових умов та нових конструктивних і технологічних рішень, що при проектуванні часто викликає необхідність проведення додаткових дорогих експериментальних досліджень.

Натурні дослідження нових видів таких основ дорогі й тривалі. В існуючі моделі взаємодії фундаментів з основами вводять додаткові припущення, що певною мірою зменшує надійність методів проектування, або ці моделі мають феноменологічний характер, що звужує галузь їх використання. Ці проблеми викликані складністю, але водночас і необхідністю врахування при проектуванні фундаментів ущільнення умов їх улаштування. Тому склалися передумови поступового відставання рівня розрахунку й проектування фундаментів ущільнення від вимог сьогодення.

Але сучасний рівень програмного забезпечення дозволяє спрямувати методи моделювання НДС основ і фундаментів на розв'язання практичних завдань проектувальників. Тому розроблення методів розрахунку фундаментів ущільнення, в якій би поєднувався досвід експериментальних досліджень НДС основ при зведенні й експлуатації цих фундаментів із досягненнями математичного моделювання, є актуальним напрямом досліджень механіки ґрунтів і фундаментобудування [27 – 32].

У ПолтНТУ створено й апробовано розрахунково-теоретичний апарат проектування фундаментів і штучних основ з урахуванням технологічних і конструктивних особливостей методів ущільнення ґрунту на базі побудови його моделі, яка б достатньо достовірно відбивала стан основи при зведенні й подальшій роботі фундаментів, і рішення вісесиметричної задачі методом скінчених елементів (МСЕ) у фізично та геометрично нелінійній постановці [27 – 34].

За феноменологічною моделлю ґрунту в задачах ущільнення масиву (перший етап моделювання) враховується як геометрична, так і фізична нелінійність роботи ґрунту, а для наступної роботи основи під статичним навантаженням (другий етап) – лише фізична нелінійність. Після першого етапу напруження релаксуються, а наведені характеристики ґрунту зберігаються. Особливість моделі за значної геометричної й фізичної нелінійності – опис у явній формі зміни характеристик при незворотних об'ємних деформаціях ґрунту залежно від зміни пористості та швидкості передачі на нього тиску.

Особливість моделі за малих деформацій – у тому, що загальні деформації включають лінійну й пластичну складові, причому пластична виникає з досягненням НС межі міцності відповідно до умови Мізеса–Шлейхера–Боткіна. Враховується і зміцнення ґрунту як на першому етапі.

Параметри моделі встановлюють інтерпретацією логарифмічною функцією даних компресійних випробувань ґрунту відповідно до швидкості передачі тиску при влаштуванні чи експлуатації основ. Співвідношення дотичного й нормального напруження визначають за прямим зрушенням ґрунту в діапазоні нормальних напружень, аналогічному одноосьовому

стисненню. На вибір моделі вплинули і вимоги використання фізичних рівнянь, які б спирались на «основні параметри механічних властивостей ґрунтів» за ДБН [3], що визначаються за стандартними чи близькими до них методиками.

Для оцінювання НДС основ при утворенні фундаментів ущільнення та їх наступній роботі створено програмний комплекс «PRIZ-Pile», у якому реалізоване рішення вісесиметричної задачі МСЕ кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці з представленням ґрунту ізотропним чи ортотропним середовищем. Застосування восьмивузлових ізопараметричних вісесиметричних скінчених елементів (СЕ), що мають властивості значно змінюватися за формою й об'ємом, дає можливість використання як прямокутної, так і криволінійної сітки СЕ, а врахування цих змін – визначення переміщень, напружень та наведених властивостей ґрунту на кожному кроці влаштування й навантаження фундаментів.

Моделювання їх зведення полягає в завданні переміщень вузлів сітки СЕ з оцінкою НДС масиву. На етапі їх роботи враховують даліше ущільнення ґрунту, перехід його в пластичний стан, можливість проковзування бічної поверхні фундаменту за ґрунтом.

Користуючись ним проектувальник має змогу моделювати: 1) різноманітні за геометрією, схемою витиснення ґрунту, характером і швидкістю передачі на нього тиску процеси влаштування основ та фундаментів з ущільненням ґрунту, результатом чого є НДС масиву й наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунтів; 2) наступну роботу цих основ і фундаментів під навантаженням.

Для ґрунту кожного шару (жорсткості) визначають: 1) початкові жорсткості – залежно від урахування анізотропії. При представленні ґрунту ізотропним матеріалом параметри жорсткості задають у вигляді початкового модуля деформації та коефіцієнта Пуассона ν . При представленні ґрунту ортотропним середовищем за характеристики жорсткості приймають модулі деформації E_r , E_θ , E_z і відповідні їм коефіцієнти Пуассона $\nu_{r\theta}$, ν_{rz} , $\nu_{\theta z}$.

Прийнята трансверсально-ізотропна модель: $E_\theta = E_r$; $\nu_{\theta z} = \nu_{rz}$; 2) залежність модуля деформації від об'єму (чи пористості) ґрунту $E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$ у вигляді аналітичного виразу або таблиці. Для першого етапу цю залежність задають для швидкості прикладення навантаження, що відповідає технології влаштування основи, а для другого – статичного навантаження; 3) залежність опору ґрунту зрушенню від нормального напруження $\tau = f(\sigma)$; 4) питому вагу ґрунту γ .

Крім геометричних розмірів, які є результатом першого етапу моделювання, за вихідні параметри фундаментів на другому приймають фізико-механічні характеристики їх матеріалів (питома вага, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення, модуль деформації), а також

коефіцієнти бічного тиску ґрунту λ і впливу проковзування бічної поверхні фундаменту на модуль деформації ґрунту (від 0 до 1).

Результатом другого етапу (і його кроків) є: залежність осідання фундаменту від навантаження; переміщення кожного вузла СЕ; напруги в масиві; перехід ґрунту в текучий стан в окремих СЕ; наведені характеристики ґрунту, – що виводяться у формі таблиць, графіків, ізоліній, повідомлень про перехід СЕ у текучий стан.

Для основ і фундаментів класу «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» (штучні основи з поверхневим і глибинним ущільненням ґрунту, ґрунтові подушки) вимушені переміщення вузлів СЕ задають теж в одному напрямі, але виникає й витиснення частини його в інших.

Розрахункова область вісесиметричної задачі звичайно – циліндр, отриманий оберненням прямокутної розрахункової зони навколо осі симетрії, хоча можлива й більш складна форма зони, а звідси й інша форма розрахункової області. Вісь симетрії збігається з віссю майбутнього фундаменту. Розміри розрахункової зони встановлюють так: 1) бічні межі приймають відповідно на осі симетрії і достатній відстані від місця вимушених переміщень для максимального зменшення впливу з умови заборони горизонтальних переміщень, концентрації напружень і ущільнення ґрунту на контакті із зовнішньою границею розрахункової зони (з досвіду для виконання цієї умови звичайно достатньо прийняти за діаметр розрахункової області не менше $10b_p$, де b_p – сторона поперечного перерізу чи діаметр розширення фундаменту); 2) верхню (горизонтальну) межу розміщують на рівні поверхні землі (котловану); 3) нижня горизонтальна границя повинна знаходитись у шарі, що не має особливих властивостей і придатний як природна основа; за глибину розрахункової зони можна взяти нижню межу стислої товщі за ДБН [3].

Розміри СЕ приймають з урахуванням величин вимушених переміщень на першому етапі моделювання, а також розмірів майбутнього фундаменту й положення інженерно-геологічних елементів. Звичайно сітку СЕ згущують (їх розміри зменшують) у місцях, де на першому етапі передбачаються найбільші вимушені переміщення (а звідси суттєва зміна фізико-механічних характеристик ґрунту та НДС масиву), а на другому – переміщення ґрунту й концентрація напружень у ньому.

У результаті розрахунків на першому етапі знаходять переміщення вузлових точок, нові координати вузлів деформованої схеми, деформації, напруження, нові значення модуля деформації в кожному СЕ, змінені за рахунок зменшення чи збільшення його об'єму. Фрагмент деформованої схеми подано на рис. 4.8, а. Утворену порожнину розбивають на додаткову групу СЕ. Кількість вузлів і СЕ збільшується, але вже існуючі вузли, розташовані на контурі порожнини, використовують для побудови нових СЕ. Новим СЕ задають властивості матеріалу фундаментів. Фрагмент розбивки фундаменту на СЕ пропонується на рис. 4.8, б.

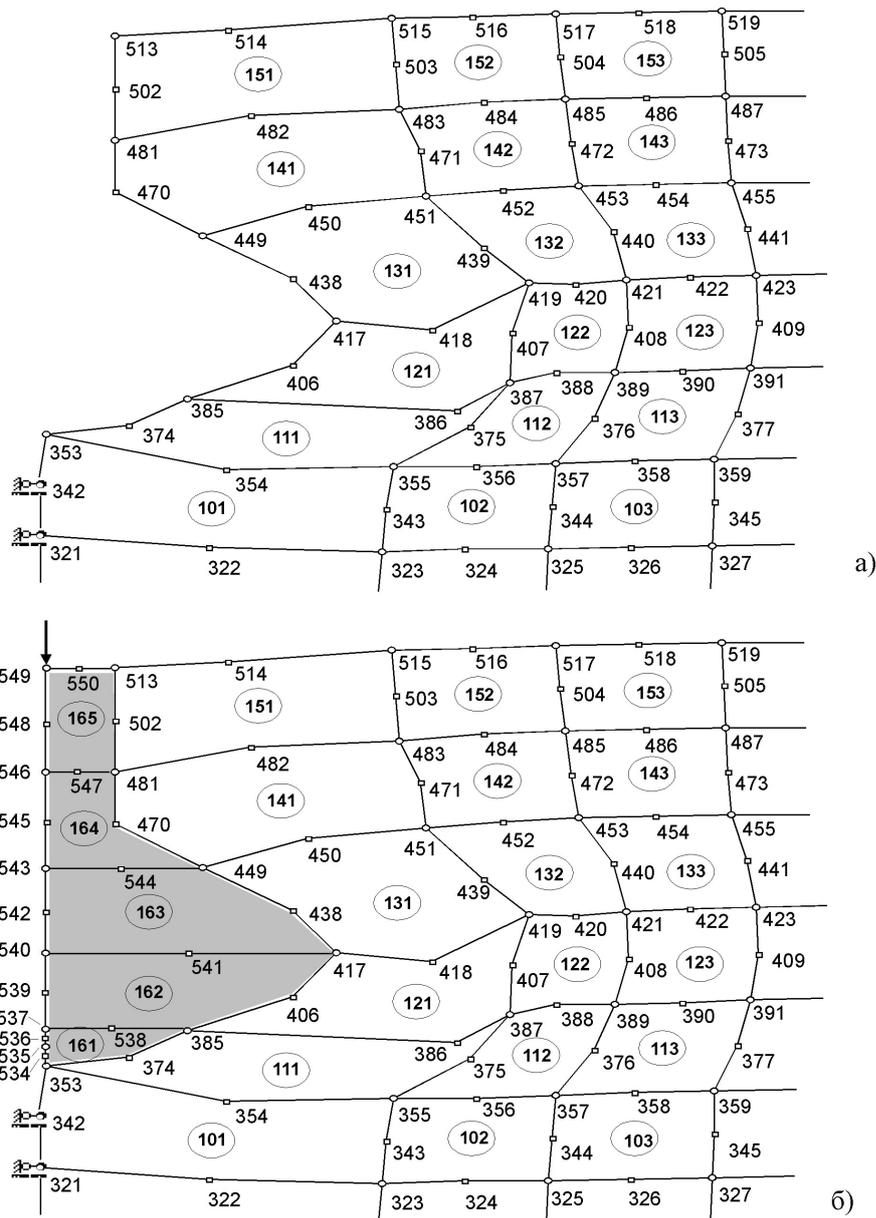


Рис. 4.8 – Фрагмент схеми МСЕ: а – деформування основи (завершення першого етапу); б – фундаменту (другий етап)

Основи з поверхневим ущільненням. При їх моделюванні значення параметра моделі, що описує незворотні об'ємні деформації ґрунту від примусових переміщень, $E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$, отримують за компресійними дослідями, режим яких підбирають відповідно до технології влаштування основ, зокрема: при часі витримки кожного ступеня навантаження Δt до стабілізації деформацій – для основ при тривалому обтисненні; при $\Delta t \approx 1$ хв. – для штучних основ з укочуванням (розкочуванням) ґрунту; при $\Delta t = 10-15$ с – для основ з ударним ущільненням ґрунту. У разі, коли масив, що ущільнюють, складено ґрунтом порушеної структури (ґрунтові подушки), то у випробуваннях використовують зразки цього ж ґрунту.

Штучні основи з укочуванням ґрунту. Укочуванням звичайно зводять штучні основи з насипного глинистого ґрунту оптимальної вологості

($w_o \approx W_p$) за умови забезпечення щільності сухого ґрунту в них $\rho_{d,s} = 1,65 \text{ г/см}^3$ за всією глибиною масиву. На товщину шару ґрунту, що відсипається для вкочування, впливають й параметри обладнання.

Дослідне укочування відсипаних шарів товщиною $h = 500 - 600 \text{ мм}$ легкого й важкого пилюватих суглинків ($W_L = 0,30$; $W_p = 0,19$ і $W_L = 0,385$; $W_p = 0,225$ відповідно) оптимальної вологості виконувалось причіпним пневмокатком масою $Q = 25 \text{ т}$ і навантаженим самоскидом масою $Q = 16 \text{ т}$. Ширина поперечного перерізу котка $b = 340 \text{ мм}$ (при моделюванні приймалось $b = 350 \text{ мм}$), а відстань між сусідніми вертикальними поверхнями котків $\ell = 200 \text{ мм}$ (рис. 4.9, б; рис. 4.11). У процесі укочування котки не мали можливості зміщення сліду при наступних прохідках. Зниження поверхні ґрунту безпосередньо під котками після першої прохідки складало $\Delta h = 60 - 100 \text{ мм}$, після останньої (дев'ятої-п'ятнадцятої) – $\Delta h \approx 180 - 220 \text{ мм}$.

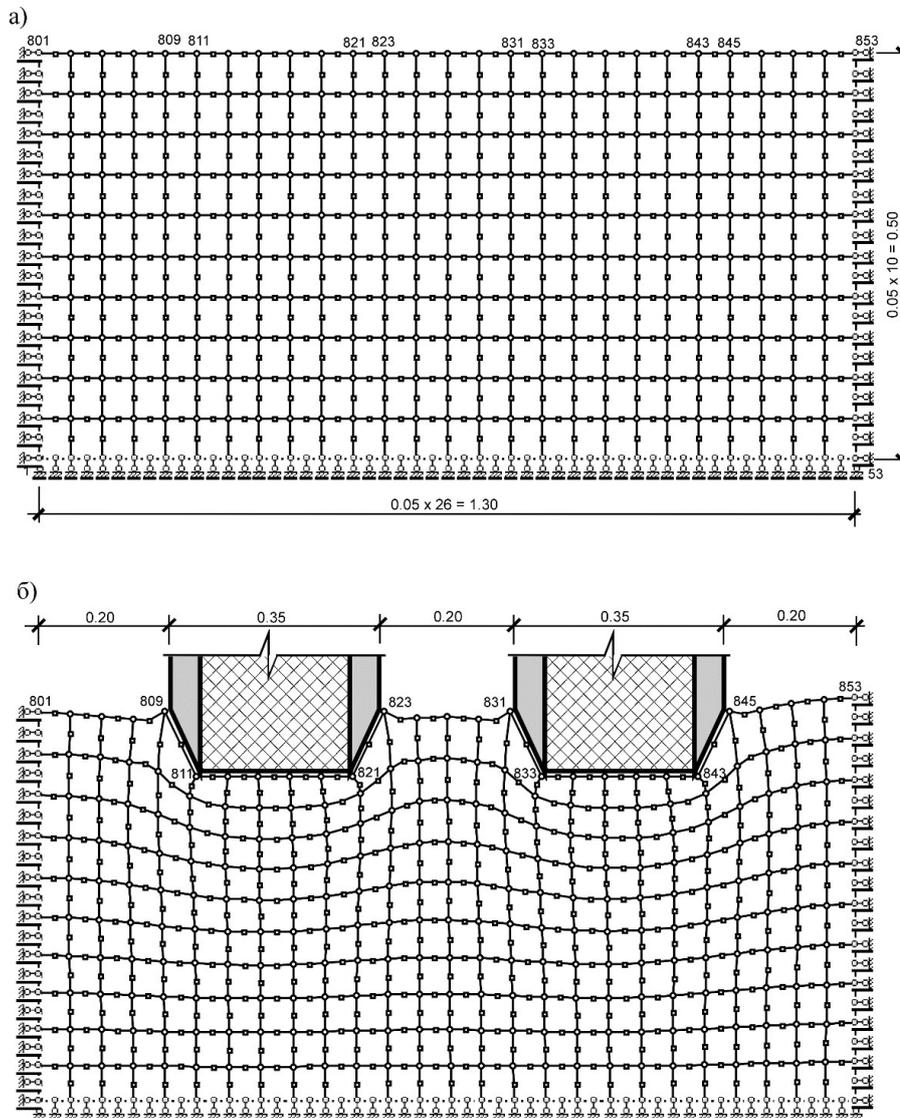


Рис. 4.9 – Схеми розбивки розрахункової зони на СЕ для моделювання процесу вкочування шару насипного ґрунту: а – вихідна; б – після прохідки котків

З дослідів [33] приймалось, що шар, підстильний до насипного, практично не стисливий. Вимушені вертикальні переміщення задавались вузловим точкам СЕ верхньої межі розрахункової області, що відповідають низу котків. Наприклад на рис. 4.9, точкам 809; 823; 831 і 845 задані вертикальні переміщення 20 мм, точкам 810; 822; 832 і 844 – 60 мм, а точкам 811 – 821 і 833 – 843 – 100 мм. Ізолінії переміщень ґрунту в горизонтальному та вертикальному напрямках від першої прохідки котків за моделюванням подані на рис. 4.10.

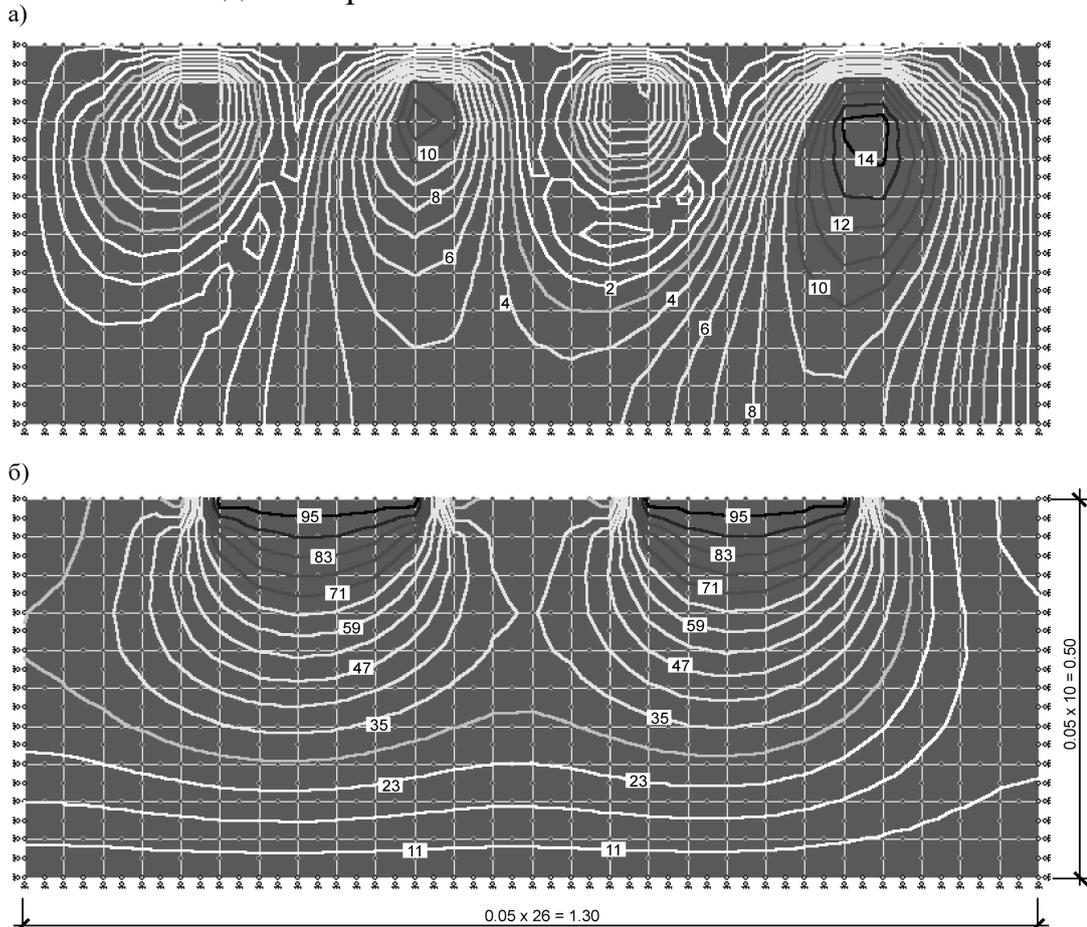


Рис. 4.10 – Ізолінії переміщень ґрунту, мм, від прохідки котків за результатами моделювання: а – у горизонтальному напрямкові; б – у вертикальному напрямкові

Порівняння епюр зміни щільності сухого ґрунту в масиві після першої й останньої прохідки котків за результатами моделювання і натурального експерименту подані відповідно на рис. 4.11 та 4.12.

Аналіз процесу зміни деформованого стану масиву за моделюванням і порівняння його з даними натурних досліджень показав, що

– після першої прохідки котків ступінь ущільнення ґрунту верхньої частини шару (рівень відбору зразків – 10 см від низу котків) у межах міжкоткового простору значно менше ніж під слідом котків (це видно на розрахунковій СЕ схемі насипного шару після першої прохідки котків – рис. 4.9, б), наприклад в експерименті їх значення відповідно $\rho_{d,s} = 1,45$ та $1,69 \text{ г/см}^3$, а за моделюванням $\rho_{d,s} = 1,42$ і $1,63 \text{ г/см}^3$. Тобто структура

ущільненого масиву тільки формується. З глибиною ця різниця суттєво зменшується. Так, на позначці 20 см від низу котків у натурі $\rho_{d,s} = 1,43$ та $1,55 \text{ г/см}^3$, а за моделюванням $\rho_{d,s} = 1,47$ та $1,53 \text{ г/см}^3$. Горизонтальні переміщення ґрунту (рис. 4.10, а) не перевищують 15 мм (форма їх ізоліній близька до еліпсів). Вони розвиваються під краями котків і на глибині 0,2 – 0,4 м від первинної поверхні насипу (0,1 – 0,3 м від рівня низу котків) утворюють спільну зону деформацій, тобто ґрунт з-під котків частково витискується в бік. Ізолінії вертикальних переміщень (рис. 4.10, б) розвиваються під кожним котком під кутом, що не перевищує 45° , і на глибині 0,3 м від первинної поверхні насипу створюють спільну зону деформацій (у її межах вертикальні переміщення менші від 3 см). Отже, моделюванням підтверджено зроблений за натурними дослідями [33] висновок про розподіл контактного тиску, що виникає в ґрунті при качанні шини, під кутом, близьким до 45° ;

– після завершення вкочування в масиві сформувалась ущільнена структура ґрунту. Ізолінії вертикальних переміщень утворюють спільну зону деформацій на глибині 0,2 м при величині цих переміщень 6,5 см, на 0,3 м – 5,4 см, на 0,35 м – 4,3 см, на 0,4 м – 3,2 см. Форма ізоліній горизонтальних переміщень аналогічна тим, які виникли від першої прохідки котка, при дещо більших їх величинах (до 22 мм). Ущільнення ґрунту досить рівномірне ($\rho_{d,s} \geq 1,65 \text{ г/см}^3$) на всю висоту вкоченого шару, крім недоущільненого ґрунту ($\rho_{d,s} = 1,62 - 1,63 \text{ г/см}^3$) міжкоткового простору верхньої частини масиву («буферний шар»). Практично цей шар доущільнюється при укочуванні наступного шару ґрунту (забезпечується тісний зв'язок між ґрунтом, що вкочують, і підстильним шаром). Отже, потужність ущільненого шару ґрунту склала $h_s = 25 - 30 \text{ см}$;

– величина модуля деформації ґрунту як за моделюванням, так і за експериментом у межах ущільненого шару склала близько $E = 20 \text{ МПа}$;

– із рис. 4.11 і 4.12 помітна задовільна збіжність ущільнення ґрунту масиву за даними моделювання та експерименту. Деяка різниця (відносна похибка 2 – 2,5%) між цими даними можна пояснити: 1) значною неоднорідністю вихідного насипного масиву; 2) певною невідповідністю вісесиметричної задачі реальним умовам укочування ґрунту.

На геометричні параметри ущільненого і буферного шарів ґрунту при його вкочуванні та значення властивостей ґрунту в їх межах суттєво впливають щільність ґрунту в насипі, геометричні розміри котків (b, ℓ), величина зниження поверхні масиву під котками Δh (її значення є функцією технологічних характеристик котків, зокрема їх ваги). При цьому на точність визначення наведених характеристик ґрунтів два перші чинники впливають значно менше, ніж останній.

Тобто, доведена можливість коректного моделювання ущільнення ґрунту укочуванням. Маючи вихідні параметри масиву ґрунту (h, ρ_d) і технологічного обладнання (b, ℓ, Q) й задаючись величиною Δh ,

отримуємо потужність ущільненого масиву ґрунту (h_s) та його наведених характеристик ($\rho_{d,s}$), у т. ч. для буферного шару. Можлива і зворотна задача підбору обладнання при заданих властивостях укоченої основи.

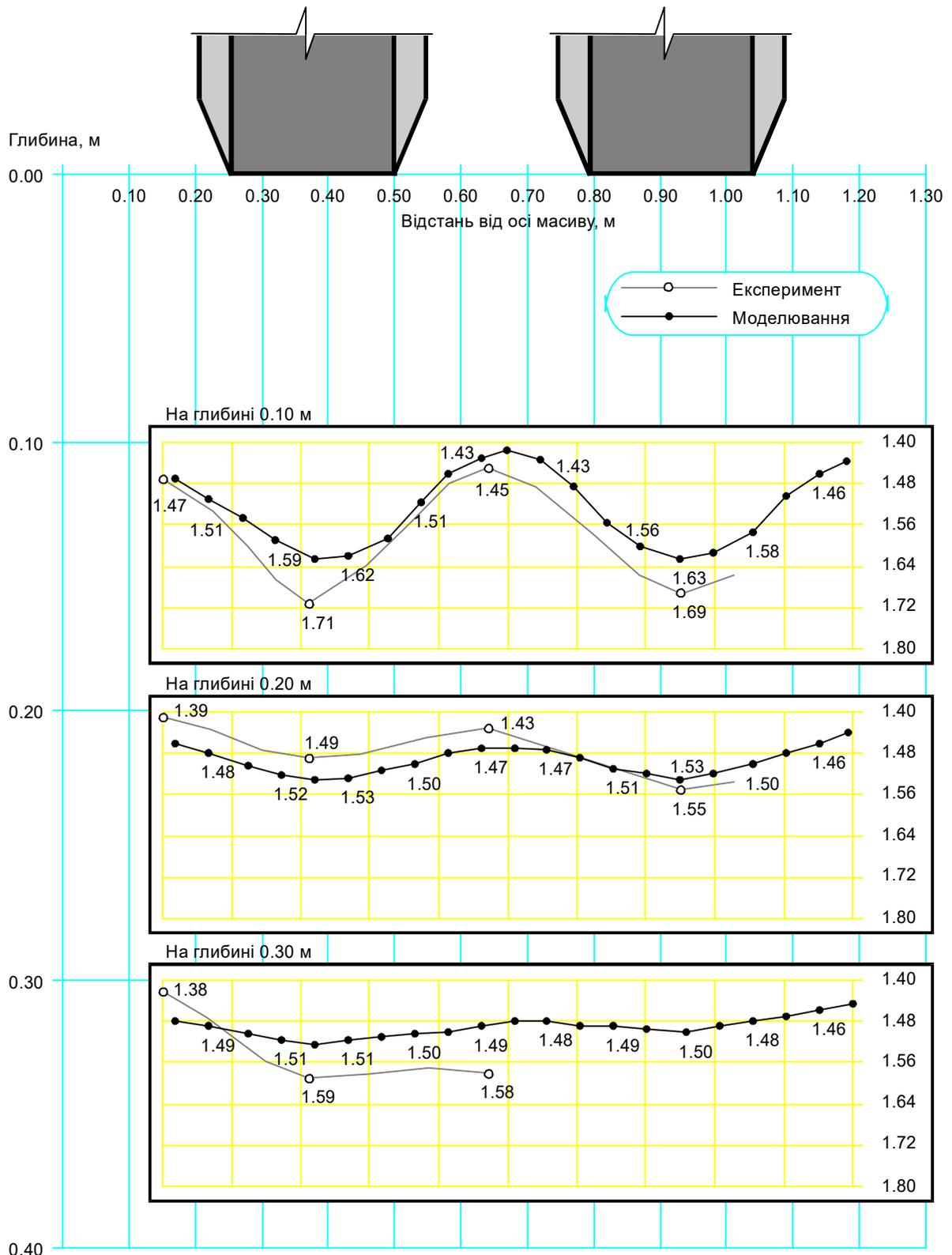


Рис. 4.11 – Зміна щільності сухого ґрунту в масиві після першої прохідки котків за результатами моделювання та натурального експерименту

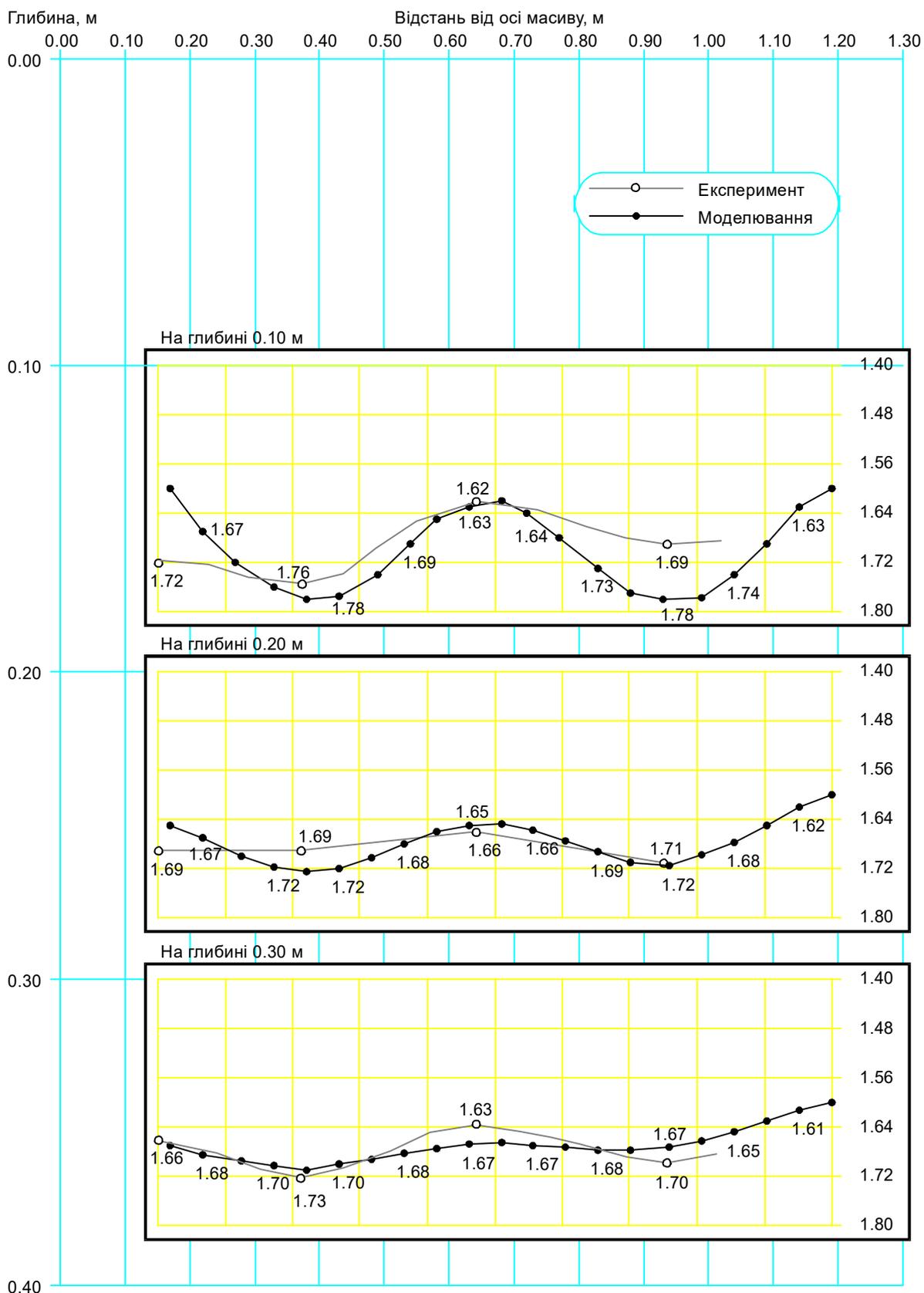


Рис. 4.12 – Зміна щільності сухого ґрунту в масиві після завершення його вкочування за результатами моделювання та натурального експерименту

Аналіз світового та вітчизняного досвіду використання різних методів щодо зниження динамічного і вібраційного впливу на слабкі, водонасичені,

структурно-нестійкі ґрунти показав, що найбільш ефективним способом для їх штучного перетворення є цементація за допомогою струминної чи бурозмішувальної технологій [15 – 23].

Їх головною особливістю є те, що вони дозволяють зміцнювати практично весь діапазон ґрунтів від гравійних відкладень до дрібнодисперсних глин, мулів, торфів. При цьому відбувається руйнування і одночасне перемішування ґрунту з цементним розчином в режимі «mix-in-place» (перемішування на місці). Між твердими частинками виникають міцні, зумовлені в'язкими речовинами, зв'язки, які значною мірою збільшують міцність ґрунту та зменшують його стисливість.

Ефект закріплення (підсилення, армування) основ полягає в тому, що в певному об'ємі слабого ґрунту частина його замінюється жорстким матеріалом – ґрунтоцементом, з відносно великим модулем деформації ($E = 70 - 200$ МПа). Природний ґрунт, затиснутий між створеними вертикальними ґрунтоцементними елементами (ГЦЕ), також підвищує свої механічні параметри за рахунок неможливості бічного випинання (рис. 4.13). Модуль деформації створеної штучної основи вважають середньозваженим [16, 20, 21]. Його значення можливо регулювати за рахунок зміни відстані між ГЦЕ.

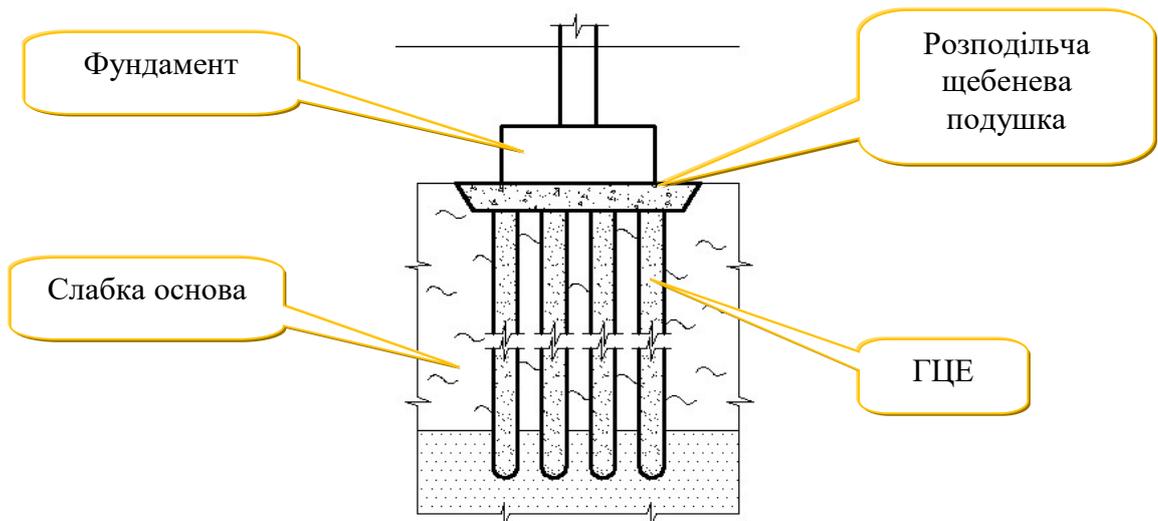


Рис. 4.13 – Закріплення слабких ґрунтів вертикальними ГЦЕ

Залежно від навантажень та інженерно-геологічних умов визначають необхідну кількість і довжину (до 40 м) ГЦЕ. При цьому виділяють наступні конструктивні схеми армування масиву вертикальними ГЦЕ (рис. 4.14). Сітку ГЦЕ можна створити з різним кроком без взаємовпливу чи з їх «перетином».

Можливо кілька концепцій зменшення сейсмічної небезпеки за рахунок покращення властивостей ґрунтових основ шляхом їх армування вертикальними ГЦЕ. *Концепція №1. Обмеження пошкоджень від розрідження «обмежуючим ґрунтовим сейсмічним амортизатором»* (рис. 4.15) – це сейсмоізолююча технологія для пом'якшення ударів при

поштовхах під час землетрусів, яка включає в роботу ґрунтовий масив із суцільної ґрунтоцементної стінки. Така споруда може ефективно обмежити осідання та бічні зміщення ґрунту, а також переміщення конструкцій.

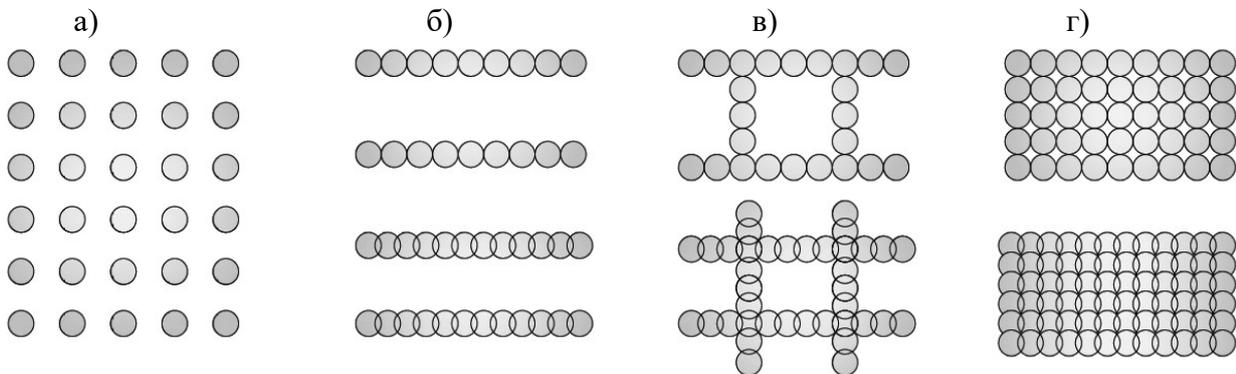


Рис. 4.14 – Конструктивні схеми армування масиву вертикальними ГЦЕ: а – одиночні ГЦЕ; б – панельний тип; в – решітчастий тип; г – блочний тип

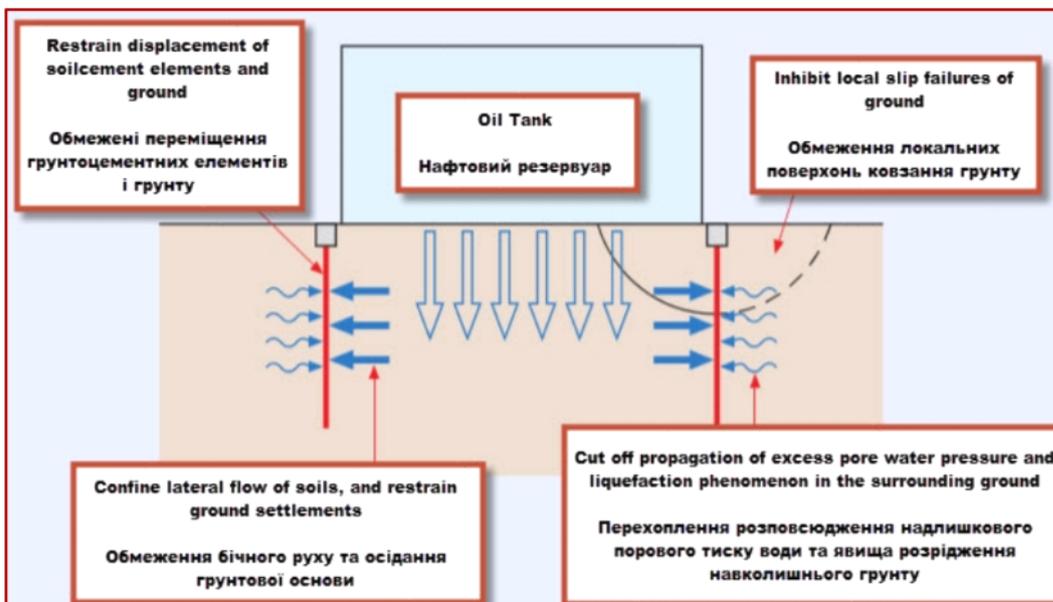


Рис. 4.15 – Концепція №1 – обмеження пошкоджень від розрідження «обмежуючим ґрунтовим сейсмічним амортизатором»

Концепція №2. Метод обмеження бічного зміщення ґрунту за рахунок його армування ГЦЕ. Бічне зміщення ґрунтів, яке викликане їх розрідженням під час землетрусу, а горизонтальні переміщення та осідання резервуарів зменшено за рахунок армування ґрунту у шаховому порядку ГЦЕ з існуючої дамби обвалування (рис. 4.16), що захищає резервуари з нафтою та нафтопродуктами. Така технологія додатково попереджає витікання забрудненої рідини із пошкоджених трубопроводів.

Концепція №3. Метод суцільної ґрунтоцементної оболонки. Розрідження ґрунту під час землетрусу обмежують застосуванням «обмежуючого ґрунтового сейсмічного амортизатора», внаслідок чого ґрунт виявляється замкненим суцільною ґрунтоцементною стінкою

(рис. 4.17). Витікання забрудненої рідини через зміщення резервуару чи пошкодження трубопроводу попереджається за рахунок зменшення як величини осідань основи фундаментів, так і їх нерівномірності.

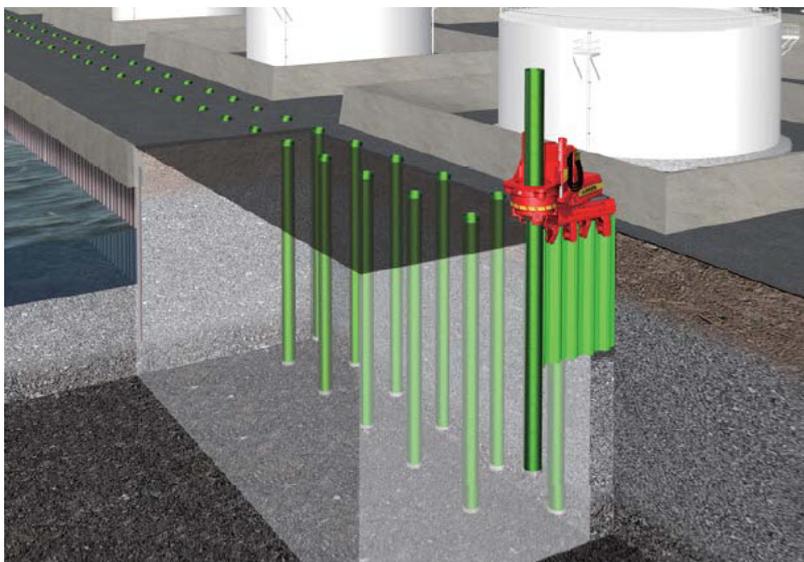


Рис. 4.16 – Концепція №2 – обмеження бічного зміщення ґрунту за рахунок його армування ГЦЕ

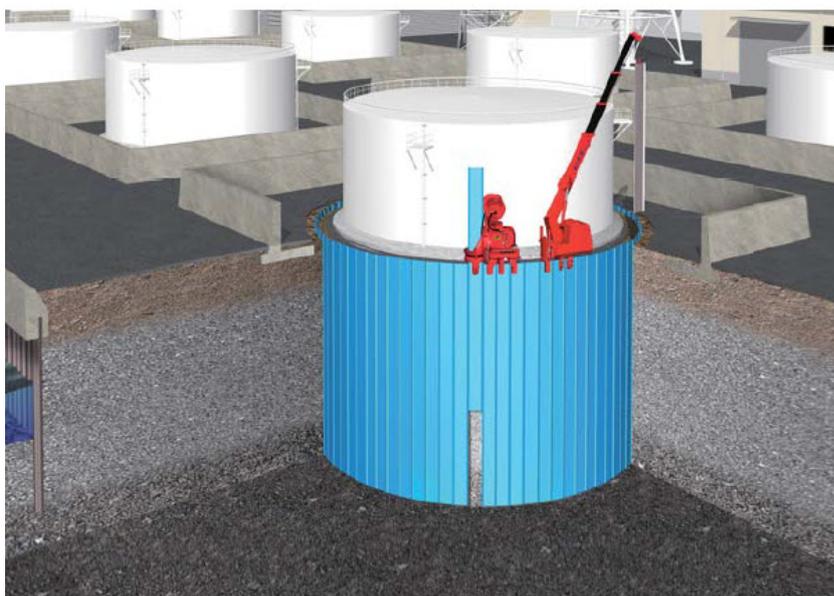


Рис. 4.17 – Концепція №3 – метод суцільної ґрунтоцементної оболонки

Концепція №4. Метод огороження ГЦЕ. Осідання та втрата стійкості нафтозахисної ґрунтової дамби, викликані землетрусами, а також витікання забрудненої рідини за межі дамби можуть бути обмежені чи попереджені улаштуванням ґрунтоцементної стінки по контуру дамби (рис. 4.18).

Крім того, розрідження ґрунту під час землетрусу обмежують застосуванням «обмежувачого ґрунтового сейсмічного амортизатора», завдяки якому ґрунт виявляється замкненим суцільною ґрунтоцементною

стілкою. При цьому може бути попереджене витікання забрудненої рідини через зміщення резервуару чи пошкодження трубопроводу.



Рис. 4.18 – Концепція №4 – метод огороження ГЦЕ

Концепція №5. Метод суцільної штучної ґрунтоцементної основи. Зменшення впливу динамічного навантаження на надземну частину споруди при землетрусах за рахунок підвищення пружних деформаційних параметрів основи – зменшення прискорення і амплітуди коливань основи. Одним із варіантів зменшення сейсмічної інтенсивності є підвищення сейсмічної жорсткості V_{sp} активного шару ґрунту за рахунок збільшення швидкості розповсюдження в ньому сейсмічних хвиль [17].

При такому підході можливо підвищити модуль пружності основи до 500 – 2000 МПа, швидкість поширення хвиль до 600 – 1000 м/с при сталій щільності.

Покращення демпферних характеристик штучної основи відбувається за рахунок наявності щебеневої чи піщаної подушки, а також за рахунок наявності тертя і зчеплення затиснутого ґрунту по поверхні контактів ГЦЕ. Тому вертикальні складові сейсмічного імпульсу (вертикально направлені поштовхи) подушка демпфує і лише у послабленому вигляді передає на фундаментну плиту. В зоні штучної основи вертикальні ГЦЕ частково поглинають і розсіюють енергію сейсмічної хвилі (дисипація) аналогічно пальному фундаменту.

Ліквідація тиксотропних властивостей і властивостей розрідження ґрунтів відбувається за рахунок локальної цементації в межах ГЦЕ та підвищення опору зрушення ґрунту, затиснутого між цими елементами. Також збільшується опір фільтраційної консолідації слабкої основи за рахунок її армування.

Основною ідеєю авторів є розроблення універсальної штучної основи, яка буде забезпечувати нормативні і технологічні вимоги як для статичних умов експлуатації РВС на просадочних і слабких ґрунтах, так і у разі дії сейсмічних впливів різної інтенсивності.

4.3 Моделювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруда»

Для моделювання статичних навантажень і динамічного (в т. ч. сейсмічного) впливу на резервуари та їх основу часто використовують МСЕ [27, 28, 33]. Відомо, що МСЕ набув широкого поширення завдяки своїй універсальності і широким можливостям при чисельному моделюванні механіки твердого тіла. Вибір МСЕ для моделювання сейсмічного впливу на основу резервуара обумовлений тим, що на відміну від інших методик дозволяє врахувати специфічні особливості роботи ґрунтів основи, різних навантажень і навіть процесу землетрусу: 1) врахування складних інженерно-геологічних умов; 2) моделювання нелінійності ґрунтового масиву; 3) висока гнучкість споруди в центральній частині і, навпаки, висока жорсткість по зовнішньому периметру (тобто споруду не можна розглядати у вигляді жорсткого штампа); 4) необхідність врахування спільної роботи системи «споруда – фундамент – основа»; 5) врахування тривалості землетрусу в реальному часі; 6) «імпульсний» характер дії гідродинамічного навантаження (від продукту всередині резервуару); 7) моделювання змінних граничних умов; 8) врахування властивостей демпфування динамічних впливів.

Розміри розрахункової зони в сторони від резервуару приймаються з умови недопущення їх впливу на деформування основи. За глибиною межа розрахункової області, як правило, приймається до межі товщі, що стискається. У разі розрахунку сейсмічного впливу приймається товща до умовного досягнення скельного чи напівскельного ґрунту. Для імітації землетрусу задаються вимушені коливання до нижньої площини розрахункової моделі у вигляді акселерограми землетрусу. Для недопущення відбиття хвиль по боковим граням сітки на вертикальних межах моделі задають поглинаючі границі. Демпфування резервуару та основи моделюють за допомогою коефіцієнтів Релея.

Для оцінювання впливу різних чинників на експлуатаційну надійність резервуарів при динамічних впливах доречно проводити кілька серій розрахунків. При цьому слід оцінювати фактори, які можуть вплинути на НДС основи (рис. 4.19).

Для оцінювання цих впливів на основу та фундамент резервуару розглянемо приклад моделювання згідно з даними [35]. При моделюванні використано пружну модель поведінки матеріалу з вихідними даними модуля деформації та коефіцієнта бічного розширення ґрунту. Для розрахунку прийнято резервуар об'ємом 30 000 м³.

Для оцінювання впливу висоти наповнення резервуару використовувалася модель резервуара з рідиною без урахування піддатливості основи (жорстке заземлення днища). Відомо, що ступінь наповнення резервуара ключовим чином позначається на інтенсивності гідростатичного та гідродинамічного тиску рідини на стінку резервуара при сейсмічному поштовху [35, 37]. При цьому оцінювався вплив лише

одного контрольного параметру – висоти наливу рідини. Для оцінювання висоти хвилі та гідродинамічного тиску рідини на фундамент при сейсмічному поштовху розраховано моделі резервуара з висотою наповнення: 2,25, 4,5, 6,75, 9,0, 11,25, 13,5 і 16,2 м.



Рис. 4.19 – Фактори, які можуть вплинути на напружено-деформований стан основи при динамічних впливах на резервуар

Сейсмічні зрушення ґрунту викликають рух рідини в резервуарі та виникнення хвилі, що визначає нерівномірний розподіл навантаження на фундамент і розвиток кренів. Останні дослідження показують [36], що на відміну від загальноприйнятих методів розрахунку [37] основний внесок у розрахункові значення зусиль у конструкціях резервуара вносять зусилля, пов'язані з «імпульсним» типом гідродинамічних ефектів. Для даної моделі циліндричного резервуара з рідиною максимальне значення розподіленої сили за периметром стінки від дії сейсмічного навантаження, визначене за [37], склало 237 кПа/м.

Традиційно більша увага приділялася сейсмостійкості конструкцій резервуарів, а тому основним розрахунковим навантаженням сейсмічного впливу вважається епюра розподілу квазістатичного тиску рідини в циліндричному резервуарі на поверхні і за периметром стінки. Розподілене навантаження на основу враховується лише як вага продукту в період експлуатації та як вага води під час гідровипробувань. Для НДС основи резервуарів великої місткості найбільше значення має площа завантаження. З огляду на «імпульсний» характер дії гідродинамічних навантажень можна припустити про недостатність розгляду розподіленого за днищем резервуара навантаження як від гідростатичної ваги рідини.

Розрахунки на сейсмічну дію моделей резервуарів велися шляхом інтегрування рівнянь руху системи за часом методом Ньюмарка (так

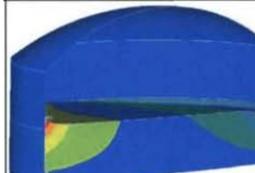
званий, прямий динамічний розрахунок). Сейсмічна дія задавалася горизонтальним переміщенням днища резервуара уздовж площини симетрії моделі. Для порівняльного розрахунку була прийнята ділянка сейсмограми землетрусу в Кобе (Японія, 1995 р.) з найбільшими амплітудами руху ґрунту (табл. 4.1). Прискорення ґрунту основи на цій ділянці інструментального запису досягає $6,2 \text{ м/с}^2$.

Таблиця 4.1 – Сейсмічні зрушення ґрунтів основи

Час, с	Горизонтальні переміщення ґрунтів основи, м
0	0,0
1	-0,44
3	0,0
5	-1,0
9	0,18

У табл. 4.2 наведено епюри вертикальних переміщень у розрахункових моделях при рівнях наповнення резервуара 2,25, 9,0 і 16,2 м за даними розрахунків у [37].

Таблиця 4.2 – Зміна висоти хвилі рідини від сейсмічного впливу при різному рівні наповнення резервуару рідиною

	Висота наповнення резервуару рідиною, м		
	2,25	9,0	16,2
Епюра вертикальних переміщень, м	<p>max = 0,73</p> 	<p>max = 1,34</p> 	<p>max = 1,21</p> 

Аналітичний розрахунок виконують лише для моделі повністю заповненого резервуара з рідиною ($h = 16,2 \text{ м}$) з частотою $f_1 = 0,13 \text{ Гц}$ (моделі резервуарів з меншим рівнем заповнення рідиною мають відповідно великі значення перших власних частот). За рекомендаціями [37] можливо визначити необхідну щілину A_s між рівнем рідини та покриттям, щоб уникнути гідродинамічного удару, що розвивається в резервуарі при хвилі сейсмічної дії. Виходячи з цієї умови, висоту заповнення резервуару визначають максимально можливою.

Для моделювання впливу наповнення резервуару використано такі значення показників: $f_1 = 0,1316 \text{ Гц}$; $R = 22,8 \text{ м}$; $k_c = 0,1$; $\tilde{\nu}_1 = 3,2$; $h = 16,2 \text{ м}$ $v = 0,114 \text{ см}^2/\text{с}$.

Величина висоти хвилі в резервуарі від сейсмічного впливу, розрахована за рекомендаціями [37], дорівнює 1,22 м і відрізняється від значення, знайденого при чисельному моделюванні на 0,82%. Розподілене

навантаження на дно резервуару з урахуванням збільшення рівня рідини на величину хвилі (16,2 + 1,21) при густині продукту 850 кг/м³ становить 172,3 кПа в місці виникнення хвилі та 152,0 кПа в місці відтоку продукту. Для порівняння представлено епюру розподілу гідродинамічного тиску на днище повністю заповненою рідиною моделі резервуару від сейсмічного навантаження (рис. 4.20).

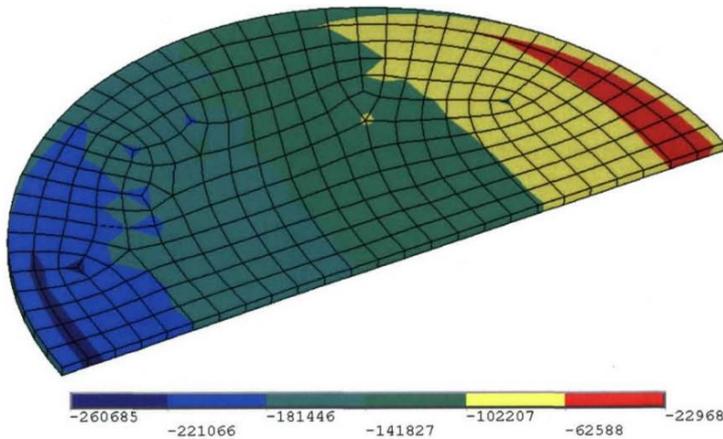


Рис. 4.20 – Розподілення гідродинамічного тиску рідини на фундамент резервуару від сейсмічного навантаження, Па, за [35]

Максимальна та мінімальна величина гідродинамічного тиску склали 261 кПа і 23 кПа, що становить 151% і 15% від знайдених до цього гідростатичних значень. Результати розрахунків моделей резервуарів з різним рівнем наповнення рідиною представлено на графіках (рис. 4.21, 4.22).

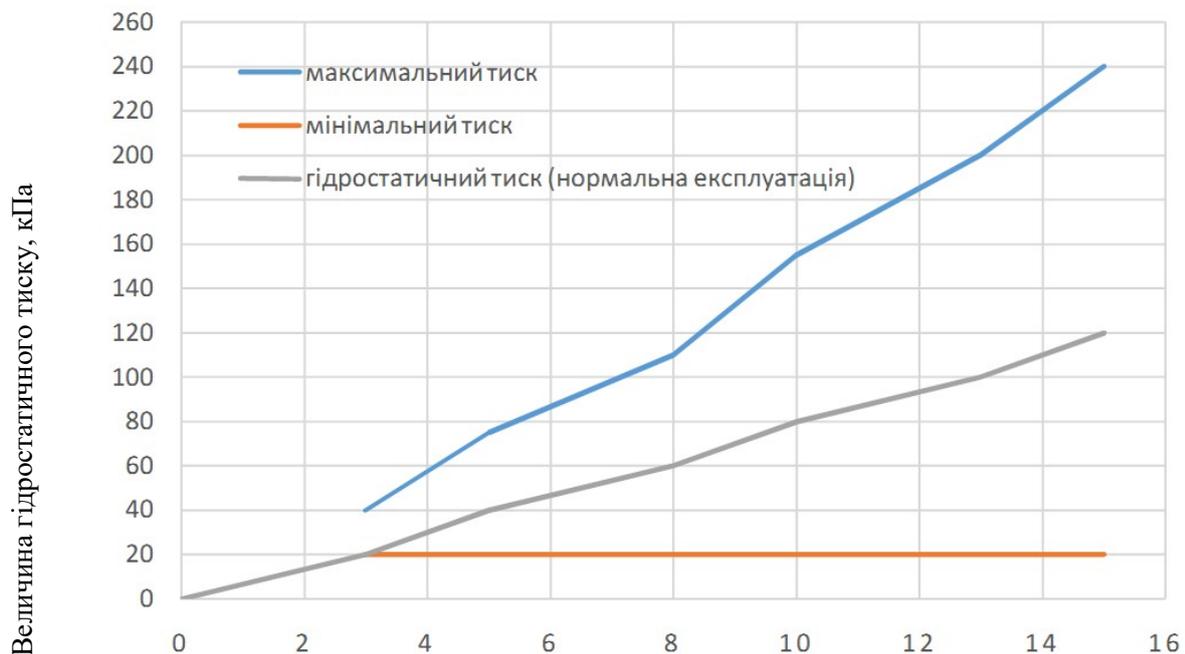


Рис. 4.21 – Графік зміни максимального та мінімального гідростатичного тиску на фундамент від сейсмічної дії при різному рівні наповнення резервуару за [35]

Максимальне значення гідродинамічного тиску на фундамент резервуару зростає при збільшенні рівня наповнення резервуару продуктом, тоді як мінімальна величина несуттєво коливається (≈ 24 кПа).

Отже, маємо велику нерівномірність навантаження ґрунтів основи резервуара при сейсмічній дії.

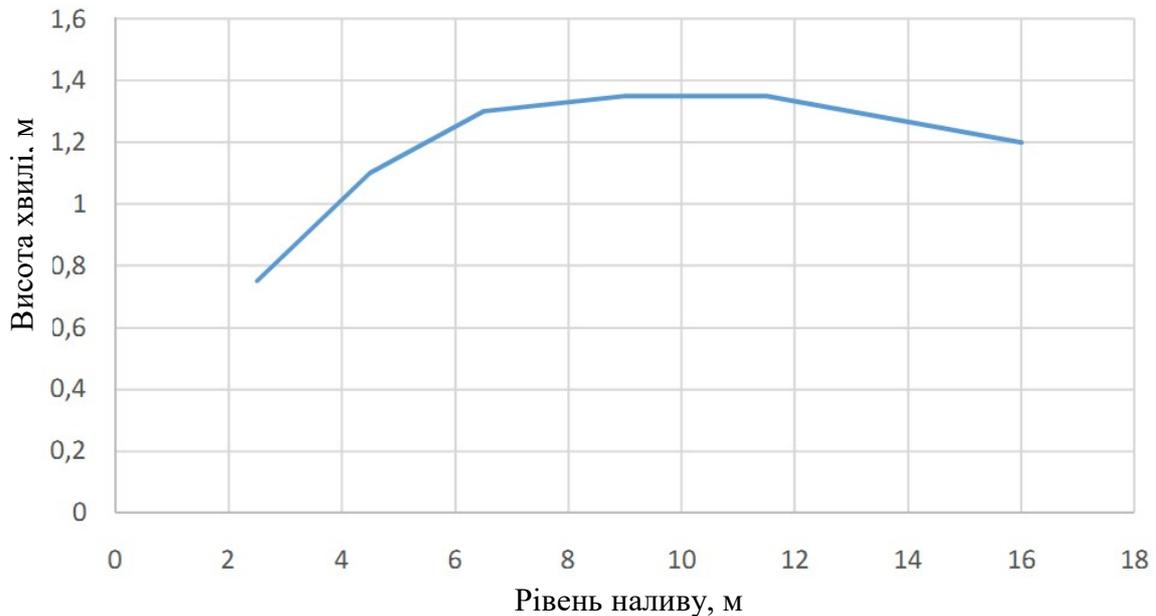


Рис. 4.22 – Зміна висоти хвилі від сейсмічної дії в моделі резервуару з різним рівнем наливу продукту за даними моделювання у [37]

Висота хвилі в резервуарі істотно зменшується при висоті наливу нижче 5 м. Максимальна висота хвилі в резервуарі з рідиною спостерігається при висоті наливу 9,0 – 1,33 м, що на 10% більше, ніж висота хвилі повністю заповненого резервуара – 1,21 м.

Для моделювання впливу хвиль продукції при коливаннях резервуару можливо використати програмний комплекс ANSYS: 1) рідина моделюється елементами FLUID 80 (модифікація елемента SOLID 45, з нульовою жорсткістю зрушення); 2) елемент FLUID 30 – модель зводиться до врахування приєднаної маси рідини (поверхневі хвилі при цьому враховуватися не будуть); 3) елементи FLUID 142 – визначають реакцію стінок резервуара на конвективну (від коливання вільної поверхні) частину тиску рідини. Оболонка резервуара, як правило, моделюється елементами SHELL 63. Для прикладу в якості розрахункової взята конструкція PVC об'ємом 10 тис. м³ для зберігання нафтопродуктів (табл. 4.3). Для верифікації розрахункової моделі доцільно виконувати модальний аналіз конструкції.

Оцінити значення власних частот вільних коливань рідини можна за формулою

$$f_n = \sqrt{\frac{gk_n}{R} th(k_n h_0)} / 2\pi, \quad (4.1)$$

де g – прискорення вільного падіння; R – радіус резервуару; k_n – коефіцієнти, що дорівнюють: $k_1 = 1.84$; $k_2 = 5.33$; $k_3 = 8.53$; $h_0 = h/R$; h – рівень наливу рідини.

Таблиця 4.3 – Вихідні дані для РВС-10000 (10000 м³)

Діаметр резервуара, $R_{вн}$	- 28,5 м
Висота стінки резервуара, $H_{ст}$	- 18,0 м
Густина продукту, що зберігається, бензин	- 0,75 т/м ³
Розрахункова сейсмічність району будівництва	- 9 балів
Товщина і марки сталі за поясами стінки резервуару: (листи 2,0 м x 8,0 м)	
I пояс знизу – 14 мм сталь 09Г2С-12	
II пояс знизу – 12 мм сталь 09Г2С-12	
III пояс знизу – 12 мм $R_y=315$ МПа; $R_u=460$ МПа	
IV-IX пояси знизу – 10 мм СтЗсп5; $R_y=240$ МПа; $R_u=360$ МПа	

Для даної конструкції значення двох перших частот складають $f_1 = 0.176$ Гц; $f_2 = 0.305$ Гц. Результати, отримані в ANSYS аналогічні. Власні форми при цьому представлено на рис. 4.23. Горизонтальні переміщення фундаменту у верхній частині оболонки резервуара і вертикальні переміщення точки на вільній поверхні рідини, що прилягає до стінки резервуара, наведено на рис. 4.23.

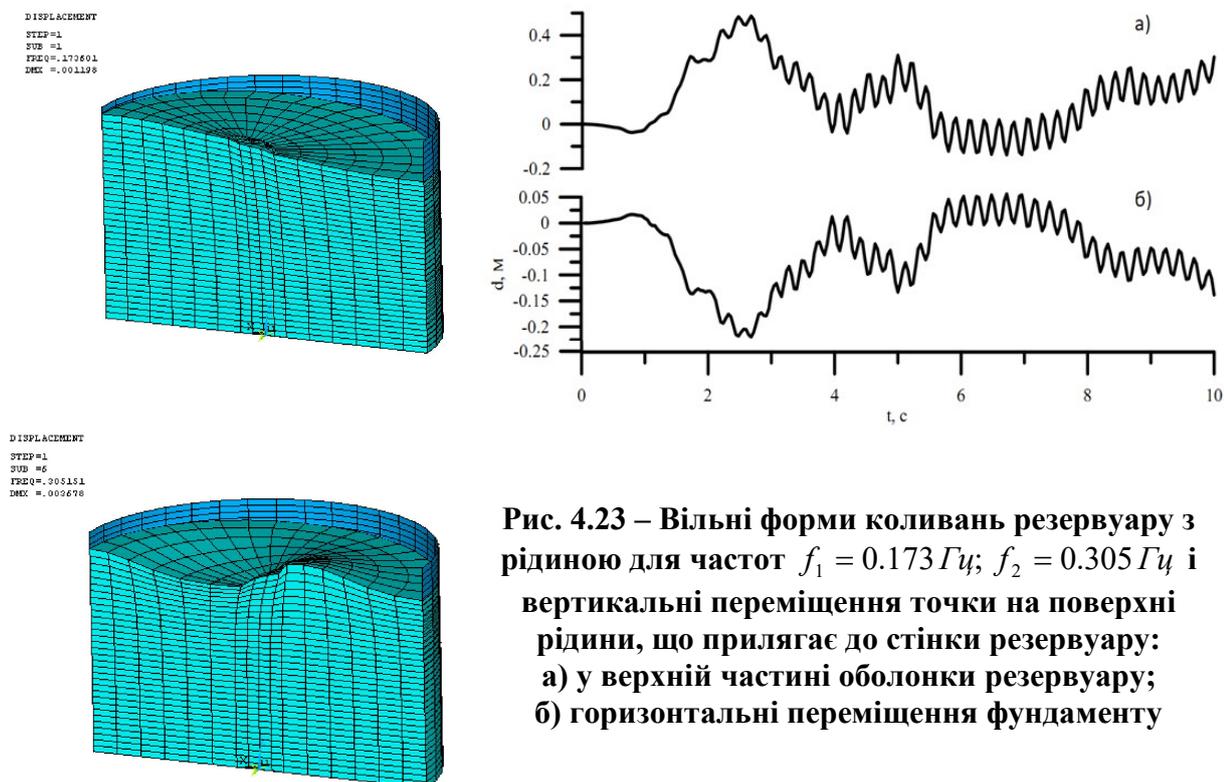


Рис. 4.23 – Вільні форми коливань резервуару з рідиною для частот $f_1 = 0.173$ Гц; $f_2 = 0.305$ Гц і вертикальні переміщення точки на поверхні рідини, що прилягає до стінки резервуару: а) у верхній частині оболонки резервуару; б) горизонтальні переміщення фундаменту

Високочастотна складова коливань відповідає частоті близько 4,5 Гц, що в свою чергу відповідає резонансній частоті при гармонійному аналізі даної моделі. Максимальна висота хвилі рідини біля стінки резервуару при цьому досягає значення 0,49 м. Оцінити висоту хвилі в циліндричному резервуарі можна, виходячи з виразу

$$d_{\max} = \frac{2R}{g} A_{\max}^{(x)} \sqrt{\sum_{n=1}^{\infty} \frac{[S_{ax}(\omega_n)]^2}{(k_n^2 - 1)^2}}, \quad (4.2)$$

де $A_{\max}^{(x)}$ – максимальне значення горизонтального прискорення в частках g ; $S_{ax}(\omega_n)$ – значення спектра прискорень, відповідні n -й круговій частоті вільних коливань рідини; $\omega_n = 2\pi f_n$.

У данному випадку вираз (4.2) має значення 0,52 м.

Максимальний рівень еквівалентних за Мізесом напружень досягає значення порядку 380 МПа за рахунок деформацій зрушення (зсуву) вздовж утворюючої оболонки, розташованої в площині, перпендикулярній напрямку прискорення, і проходить через вісь циліндра.

Ізолінії еквівалентних за Мізесом напружень показано на рис. 4.24. Досить високий рівень напружень можна пояснити відсутністю дисипації енергії у розрахунковій моделі. Епюра розподілу тиску рідини вздовж твірної оболонки, розташованої в площині сейсміки і проходить через вісь циліндра, представлена на рис. 4.25. Величина тиску на стінку при квазістатичному розрахунку [35] на порядок нижче отриманого значення. Вигляд деформованого стану резервуару представлено на рис. 4.24.

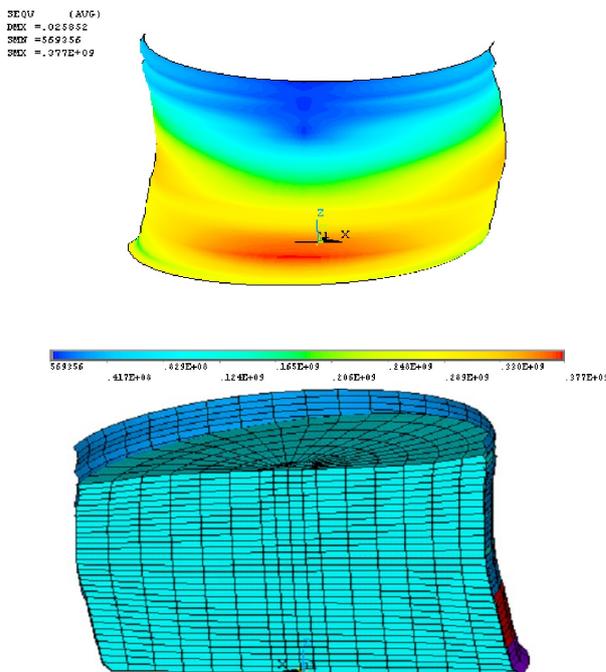


Рис. 4.24 – Максимальний рівень еквівалентних напружень в оболонці і деформований стан резервуару з рідиною

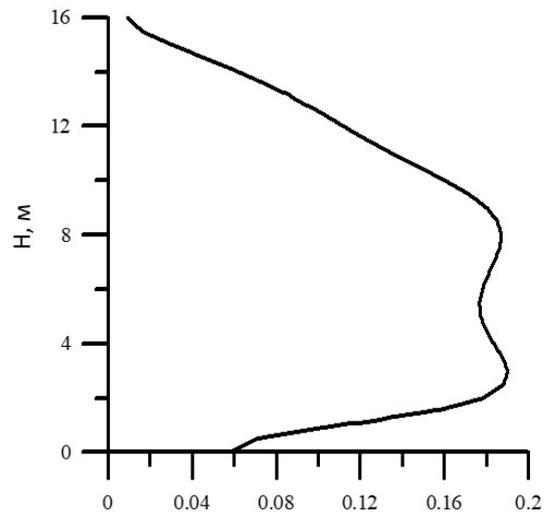


Рис. 4.25 – Розподіл тиску рідини вздовж утворюючої оболонки

Звичайно, що переміщення в оболонці досить істотні й складають близько 10% від переміщень вільної поверхні рідини. Тому існує необхідність проведення спільного аналізу системи «конструкція – рідина» при вирішенні задач подібного типу. Сьогодні більшість методик зводять задачу до розгляду систем зосереджених мас, що включають маси конструкції та приєднані («імпульсивні» – на глибині й «конвективні» – на поверхні) маси рідини на відповідному рівні, що рухаються разом зі стінкою оболонки [36 – 38]. Часто модель зводиться до балки з зосередженими масами (так звана, «шашлична» схема), що призводить до значних похибок.

Крім наповненої продукції у резервуарі та висоти її наливу на резервуар від сейсмічної дії також впливають й інші чинники. Розглянемо змодельовані ситуації впливу на резервуар понтону, стисливості основи та жорсткості фундаментів [37].

Вплив понтону. У зв'язку з посиленням екологічних вимог, а також для запобігання втрат продукту через випаровування в атмосферу вільна поверхня нафти й нафтопродуктів повинна закриватися. Для врахування цих вимог резервуари проектуються з легким плаваючим понтоном, який запобігає випаровуванню нафтопродуктів. Крім того, застосування понтона знижує небезпеку аварії порівняно з плаваючим дахом, бо при викривленні стінок резервуара понтон не зависає і не дає іскри.

Через те, що висота хвилі напряму впливає на нерівномірність розподілення навантаження на фундамент резервуара, стає актуальним оцінювання впливу наявності понтону на зміну її величини при сейсмічних рухах ґрунту основи. При цьому отримано, що висота хвилі зменшилась на 13% порівняно з моделлю резервуара без понтону, але цей факт не значно вплинув на напружено-деформований стан основ фундаментів резервуару.

Вплив стисливості основи. Величини абсолютних і відносних осідань фундаменту залежать від міцності властивостей підстилаючих ґрунтів. Для аналізу впливу стисливості ґрунтів на НДС основи резервуара при сейсмічній дії були розраховані чисельні моделі з різними модулями деформації ґрунту. При побудові розрахункової моделі використана схема повністю заповненого резервуару із понтоном, кільцевим залізобетонним фундаментом ($h = 60$ см), подушкою із ущільненої піщано-гравійної суміші (ПГС), товщиною 200 см і суцільного пружного ґрунтового масиву. В табл. 4.4 подано характеристики матеріалів, що задані при моделюванні.

Таблиця 4.4 – Характеристики міцності матеріалу

Матеріал	Модуль деформації, МПа	Коефіцієнт Пуассона
Залізобетон, клас С25/30	3104	0,2
Подушка із ПГС	35,0	0,3
Ґрунт основи	5,0	0,4

Аналізуючи деформований стан основи резервуару, слід визначати величини нормальних і дотичних напружень у характерних точках. Розміщення цих точок обирається, виходячи з умов їх впливу на експлуатаційну надійність фундаменту резервуару, а також місця, де спостерігаються найбільші значення цих напружень. Основні вимоги до фундаменту резервуара – це забезпечення рівномірності осідань стінки за периметром і виключення граничних прогинів дна. З іншого боку, відомо, що максимальні дотичні напруження виникають біля країв фундаменту, а максимальні нормальні вертикальні напруження – під центром.

У результаті отримано, що максимальні нормальні напруження знаходяться під центром фундаменту та зміщуються вбік крену при сейсмічній дії. Максимальні дотичні напруження локалізуються під кінцями фундаменту, а в момент сейсмічного впливу їх максимальні значення досягають кінця фундаменту в місці розвитку крену.

При статичних навантаженнях максимальна інтенсивність напружень за критерієм Мізеса міститься під усією плямою фундаменту, збільшуючись від краю до центру. Під час сейсмічного впливу максимум інтенсивності напружень досягає у крайній точці фундаменту аналогічно дотичним напруженням. На графіках нижче (рис. 4.26 – 4.27) показано зміну напружень у ґрунтах основи при сейсмічній дії.

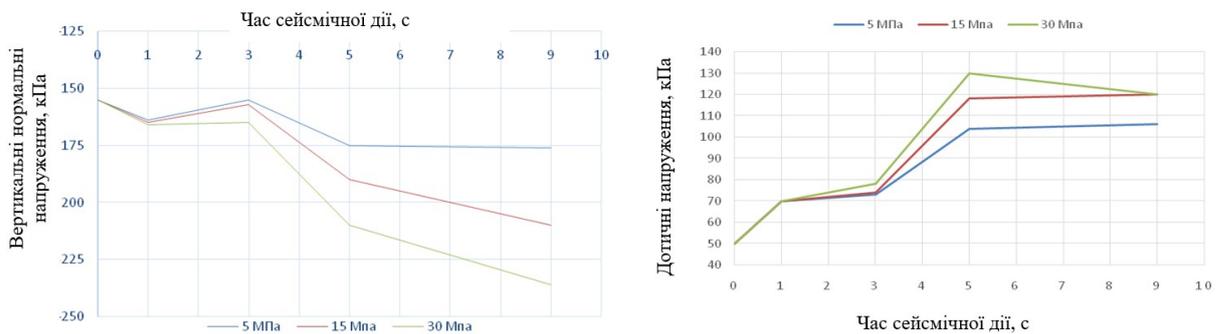


Рис. 4.26 – Графік зміни вертикальних нормальних (зліва) і дотичних (справа) напружень у ґрунтах основи за [37]

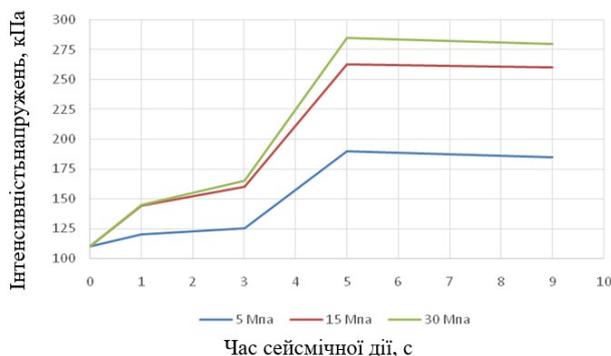


Рис. 4.27 – Графік зміни інтенсивності напружень у ґрунтах основи за Мізесом [37]

З аналізу графіків видно, що час сейсмічного впливу величини напруження зростає. Це пояснює збільшення кренів фундаменту резервуара у разі землетрусів.

Вплив жорсткості різних типів фундаменту. При оцінюванні впливу жорсткості різних типів фундаменту на напружено-деформований стан основи у дослідженнях [37] були використані моделі резервуарів з фундаментами різної конструкції. Для проведення чисельного експерименту підбиралися найбільш поширені типи фундаментів, які використовують при проектуванні резервуарів: 1) фундаментне кільце на подушці (200 см) з ущільненого ґрунту; 2) фундаментна плита (40 см) на ущільненому шарі ґрунтової подушки; 3) фундаментна плита товщиною 240 см (жорсткий фундамент); 4) фундаментна плита ($h = 40$ см) на ущільненому шарі ґрунтової подушки у ґрунтово-пальовому масиві; 5) пальово-плитний фундамент. Матеріал ґрунтової основи моделювався в пружній постановці з модулем деформації $E = 5$ МПа.

У результаті встановлено, що нормальні й дотичні напруження зростають при впливі сейсмічного навантаження. Найбільша величина нормальних і дотичних напружень спостерігається в моделі з третім типом фундаменту (плита товщиною 240 см). Найменша величина нормальних напружень в моделі з п'ятим типом фундаменту. У моделях з першим, другим і п'ятим типами фундаментів величини дотичних напружень відрізняються не суттєво.

При статичних навантаженнях максимальна інтенсивність напружень збільшується від краю до центру днища (фундаментної плити). Під час сейсмічного впливу максимум інтенсивності напружень досягається у крайній точці фундаменту, аналогічно дотичним напруженням. Це пояснює збільшення кренів фундаменту резервуара при землетрусах.

На рис. 4.28 порівнюються пікові прискорення поверхні ґрунту та плити для чотирьох варіантів фундаментів: неглибокі фундаменти, пальові фундаменти (вбудовані, поверхневі, плаваючі), під час землетрусу. Як правило, при випробуванні всіх типів фундаментів амплітуда складала менше 1 у діапазоні періодів нижче 0,15 с, що означає високочастотний діапазон. Здавалося, це пов'язано з кінематичним впливом, тобто високочастотний компонент фільтрується, коли рух землетрусу передається від поверхні землі до фундаменту. Ці явища були однакові незалежно від типів ґрунтової основи. Періоди та коефіцієнт посилення регіону, в якому посилювався рух фундаментної плити, відрізняються залежно від типів ґрунтової основи. Фундаментні рухи півок підсилювалися в діапазоні 0,2 – 0,3 с для фундаменту неглибокого закладання та 0,3 – 0,5 с для пальових фундаментів відповідно. А діапазон підсилення збільшився найбільше на плавучому пальовому фундаменті, на якому плита віддалена від поверхні землі. Вважається, що ці явища пов'язані з впливом не тільки кінематичного ефекту, а й інерційного ефекту конструкції та ґрунтової основи. Аналізуючи змодельовану сейсмічну дію резервуарів на різних типах фундаментів, спостерігається зменшення нерівномірності осідань на пальовому фундаменті, ніж на фундаменті неглибокого закладання, що збільшує експлуатаційну надійність резервуарів для зберігання нафти і нафтопродуктів.

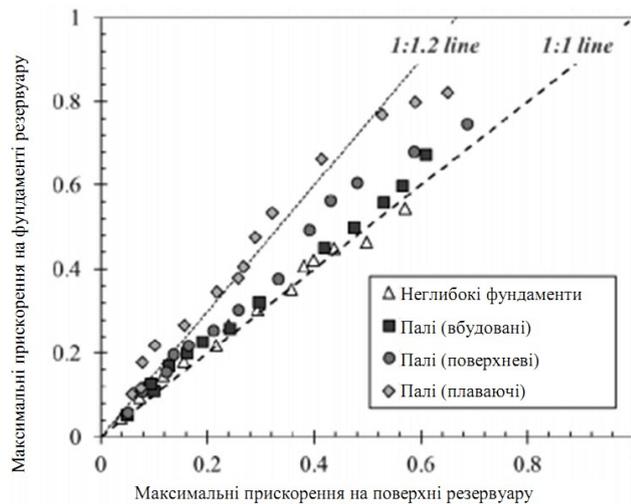


Рис. 4.28 – Залежність прискорення на поверхні ґрунту і на фундаментній плиті за даними [39]

Врахування фізичної і геометричної нелінійності резервуару при сейсмічному впливі. На рис. 4.29 показано початковий стан системи проектування «резервуар – рідина». Резервуар моделювали СЕ типу «оболонка» відповідної товщини. Матеріал резервуара – пружно-пластичне середовище з білінійним законом зміцнення. Рідину моделювали дискретними частинками. Властивості рідини відповідали лінійно-в'язкому стисливому середовищі з щільністю 750 кг/м^3 , в'язкістю $0,001 \text{ Па}\cdot\text{с}$ і модулем об'ємного стиснення $K = 1,7 \text{ ГПа}$.

Контакт між рідиною та стінками резервуара задавали алгоритмом «вузол – поверхня». Сейсмічну дію моделювали горизонтальним прискоренням основи уздовж осі X. Вертикальні сейсмічні дії не розглядалися. При необхідності не складає труднощів включення вертикального навантаження в розрахунок за аналогічною схемою. Поставлена динамічна задача вирішувалася явним методом з кроком по часу 10^{-4} с . У результаті моделювання було розраховано сейсмічну дію тривалістю 18 с.

На рис. 4.30 показано розподіл еквівалентних напружень у момент дії максимального гідродинамічного тиску на видиму стінку резервуара. З рисунку видно, що максимальне навантаження сприймають елементи другого і третього поясу, тобто розташовані на висоті 4 – 6 м від основи. На рис. 4.31 показано залежність еквівалентних напружень від часу для найбільш напружених елементів резервуару. Як видно з рисунку, залежність являє собою накладення постійної, а також низькочастотної ($f_1 = 0,2 \text{ Гц}$) і більш високочастотної ($f_2 = 4,8 \text{ Гц}$) складової, що добре узгоджується з результатами, отриманими МСЕ.

Розрахунок показав, що максимальні напруження досягаються в максимумах високочастотної складової, коли вони знаходяться поблизу максимумів низькочастотної складової. Значення еквівалентних напружень в цей момент перевищує реакцію від гідростатичного навантаження в 2 рази і сягає 200 МПа. Аналіз форми вільної поверхні (рис. 4.32) рідини

показав, що переважно коливання поверхні відбуваються з частотою $f_1 = 0.2$ Гц, якщо не враховувати більш високочастотні і відповідно менш інтенсивні по амплітудам хвилі. Висота хвилі при цьому складала 0,4 м.

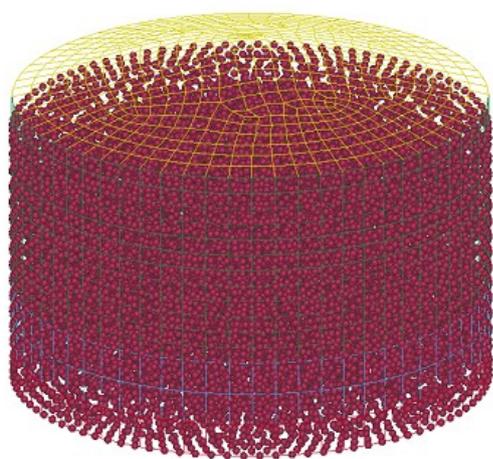


Рис. 4.29 – Дискретні частини, що моделюють рідину

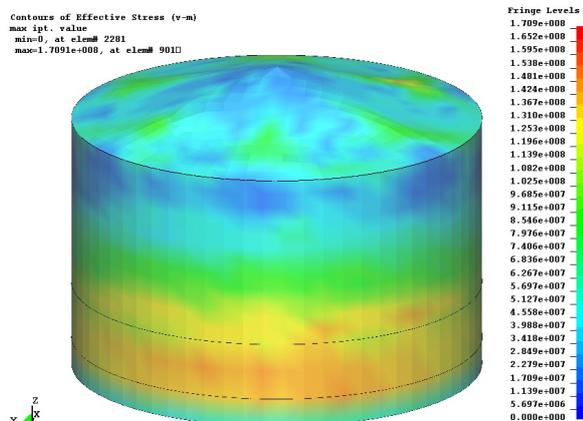


Рис. 4.30 – Еквівалентні напруження за Мізесом

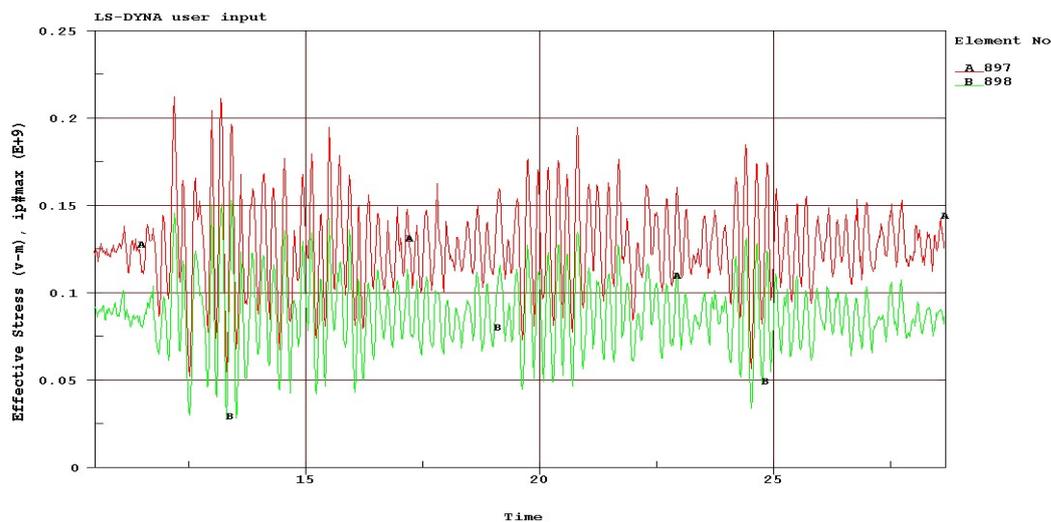


Рис. 4.31 – Залежність еквівалентних напружень від часу

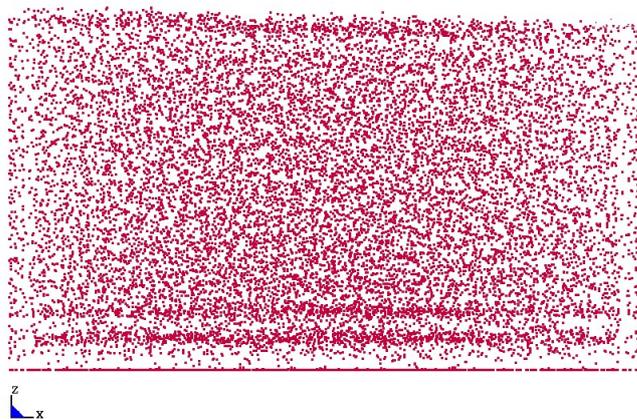


Рис. 4.32 – Форма вільної поверхні рідини

Отже, за результатами моделювання роботи системи «основа – фундаменти – споруда» видно, що вплив на резервуар висоти наповнення його продукцією, варіантів фундаментів, понтона та стисливості основи призводять до нерівномірності осідань резервуару, вилливу продукції та аварійним ситуаціям на об'єктах нафтогазового комплексу, тому необхідно проводити додаткові заходи зі зниження сейсмічної дії на резервуар.

У результаті аналізу результатів чисельного моделювання резервуарів з різною висотою наливу продукту встановлено, що максимальне значення гідродинамічного тиску на фундамент резервуара зростає при збільшенні рівня його наповнення продуктом, тоді як мінімальна величина несуттєво коливається. Отже, маємо велику нерівномірність навантаження ґрунтів основи резервуара при сейсмічній дії. Висота хвилі в резервуарі істотно зменшується при висоті наливу нижче 5 м. Максимальна висота хвилі в резервуарі з рідиною спостерігається при висоті наливу 9,0 м – 1,33 м, що на 10% більше, ніж висота хвилі повністю заповненого резервуара.

Крім наповненої продукції у резервуарі та висоти її наливу на резервуар від сейсмічної дії також впливають й інші чинники (наявність понтону, стисливість основи та жорсткість фундаментів тощо).

Зокрема, встановлено, що висота хвилі зменшилась на 13% порівняно з моделлю резервуара без понтону. Результати числового експерименту показали, що наявність понтону знижує висоту хвилі рідини при сейсмічній дії, але на НДС основи впливає не суттєво.

4.4 Аналіз досліджень сейсмічної поведінки резервуарів

Стандартний аналіз сейсмічної реакції для циліндричних резервуарів є доцільним як консервативний метод сейсмічного проектування, але не підходить для розуміння реальних явищ під час землетрусів. Дослідники Маєкава та Фуїта запропонували метод нелінійного аналізу сейсмічної реакції для циліндричних резервуарів [35]. У цьому методі конструкція модель резервуару просторова із використанням елементів оболонки, які можуть розглядати геометричну нелінійність рідин (Беліччо зі співавторами, 1984), що містяться у ньому. Їх моделюють за допомогою твердих елементів, які можуть моделювати поведінку рідини за рівнянням Ейлера, а рідина – як структурна взаємодія між мінеральною рідиною та конструкцією резервуара розраховується за допомогою довільного лагранжево-ейлерового методу (метод ALE).

Маєкава та Фуїта порівнювали результати аналізу, отримані за новим методом, з експериментальними результатами та показали, що нелінійна вібраційна поведінка, спричинена впливом вібрації овального типу. Методом моделювання поведінки вібрації овального типу можливо проаналізувати динамічне зрушення (зсув). Характеристики даного способу та звичайного методу аналізу динамічної деформації порівнюються в табл. 4.5.

Таблиця 4.5 – Порівняння методів аналізу динамічних впливів

Елементи	Запропонований метод	Звичайна методика
Поведінка рідини в резервуарі	Вода моделюється твердими елементами; взаємодія рідина-конструкція розраховується послідовно	Вода не моделюється; розглядається додаткова маса
Вібрація овального типу	Розглядаються всі моделі	Вище згадані методи не розглядаються
Хлюпання	Аналізується	Не аналізується
3D моделювання	3D моделювання для обох вісесиметричних і не вісесиметричних конструкцій використовують елементи оболонки	Асиметрична модель, що використовує вісесиметричні елементи
Метод розрахунку	Явний метод	Неявний метод
Геометрична нелінійність	Жорсткість твердого тіла знято, щоб дозволити використовувати просте нелінійне рівняння	Складне рівняння з високопорядковими нелійними параметрами, що використовуються
Нелінійність матеріалу	Пружно-пластична модель, що використовує множинну лінійну апроксимацію відношення напруження – деформації	Пружно -пластична модель, що використовує множинну лінійну апроксимацію відношення напруження – деформації

На рис. 4.33 показана модель аналізу циліндричного резервуара. На рис. 4.34 показана фотографія тестового бака.

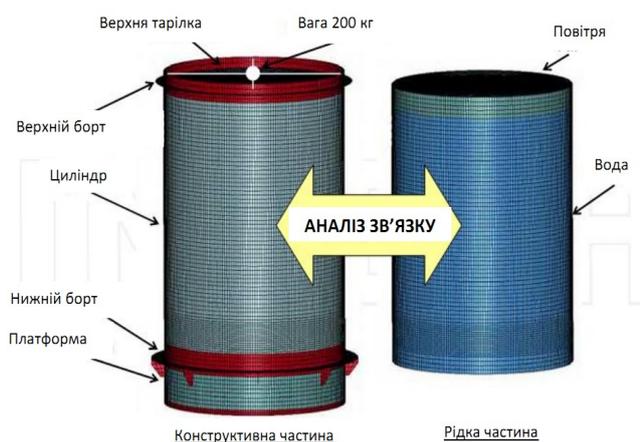


Рис. 4.33 – Аналітична модель резервуару, зменшеного у 10 разів



Рис. 4.34 – Випробування циліндричного резервуару у 10-кратному зменшеному розмірі (динамічний експеримент на вигин)

При лабораторних випробуваннях для моделювання динамічного впливу прикладалося навантаження 200 кг до вершини резервуару. У моделі було встановлено недосконалий розподіл з умови ідеального кола циліндра,

отриманого за допомогою вимірювання профілю. Параметри матеріалів для аналізу наведені в табл. 4.6.

Таблиця 4.6 – Параметри матеріалів для аналізу

	Модуль пружності (Юнга), МПа	Коефіцієнт Пуассона	Щільність, т/м ³	Об'ємний модуль
Алюміній	69,420	0,33	2,680	-
Сталь	203,000	0,30	7,800	-
Полікарбонат	1,960	0,30	11,900	-
Вода	-	-	1,000	2,200

Рідку частину моделювали твердими елементами, які використовують рівняння Ейлера. Використовуючи елементи Ейлера, рідина переміщується з одного елемента в інший, щоб відтворити зміну тиску через вібрацію. В експерименті рівень заповнення водою був 95%, решта 5% – повітря. Навантаження в статичному стані – власна вага резервуару і 95% заповнення водою. Моделювання динамічної деформації виконана за допомогою синусоїдальних хвиль з 31 Гц як початок, в якому зміну тиску рідини розраховували послідовно. Умови аналізу зведено в табл. 4.7.

Таблиця 4.7 – Вихідні умови для аналізу

Елементи	Умови аналізу
Конструкція	Модель, утворена з нелінійних елементів оболонки
Вода	Модель, утворена з твердих елементів за формулою Ейлера
Повітря	Модель, утворена з твердих елементів з порожнинами
Аналіз взаємодії рідина-конструкція	ALE метод
Аналіз у часі	Явний метод інтеграції часу
Затухання	Демпфування Релея (3% в точці резонансу)
Хвиля коливання	Синусоїдальні хвилі, як в експерименті
Прискорення збудження	2,5 Г
Частота збудження	31 Гц
Напрямок збудження	Горизонтальний (0° – 180°)

Великі деформації, такі як вигин, вирішуються неявним методом, який часто використовують в загальному МСЕ. Розглянемо експериментальне динамічне зрушення (зсув) тестового резервуару, виконаного дослідниками [35], що продемонстровано на рис. 4.36. Тестовий резервуар (рис. 4.37) у 10 разів менший за реальні циліндричні резервуари для зберігання нафти і нафтопродуктів. Недосконалість форми вимірювалась оптичною цифровою профілометрією.

Поява вібрації овальної форми спостерігається за допомогою відеокамери на позиції 90°. Тестовий резервуар було частково заповнено водою до рівня 95% (до висоти 1140 мм), і було збуджено горизонтально від 0° до 180°, використовуючи синусоїдальні хвилі. Амплітуда прискорення синусоїдальних хвиль поступово збільшувалася й зменшувалась на початку і в кінці, відповідно. Частотою збудження обрана природна частота 27 Гц. В ході експерименту змінювалася величина вхідного прискорення.

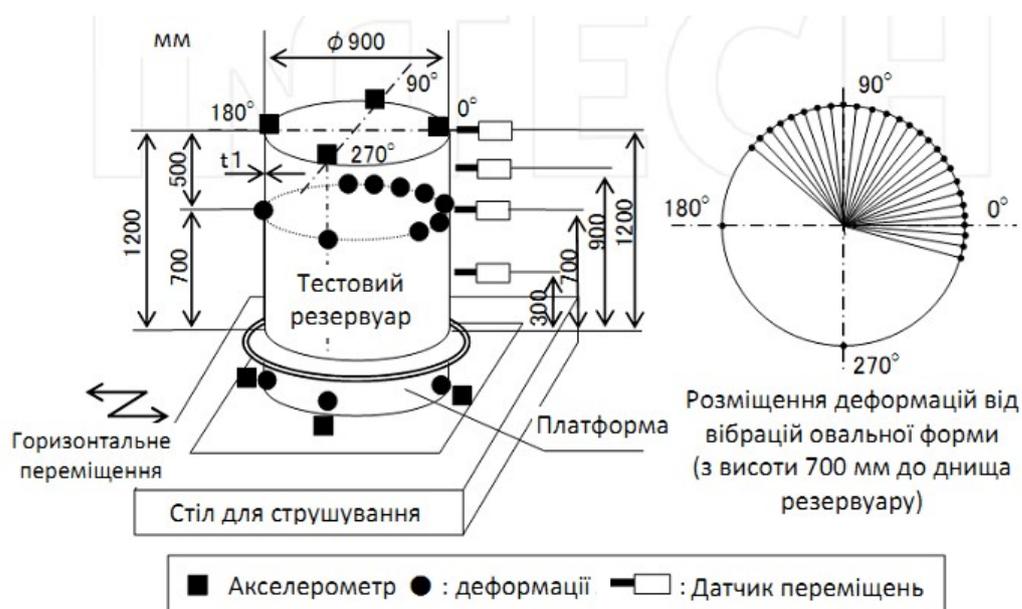


Рис. 4.35 – Розміри та розташування вимірювальних приладів при випробуванні резервуару за [35]

Результати експерименту динамічного викривлення. Деякі чіткі зображення, що виражають динамічну поведінку сторонньої стінки резервуару, показано на рис. 4.36. На рис. 4.37 видно, що пластична деформація зберігалася в дослідному резервуарі й після експерименту.

Деформація в бічній стінці резервуару ймовірно спричинена зрушувальним (зсувним) вигином, а деформований вигин всередину в основу було спричинено згинаючим вигином. Порівняння максимальних значень зсувних напружень і згинання, а також значень граничних розмірів конструкції показали, що згинання відбувалося переважно тому, що тільки вимірний вигин напружень перевищував значення граничного розміру конструкції.

На рис. 4.37 показано велике викривлення стінки овальної форми експериментального резервуару після прикладення динамічних деформацій. Ромбоподібне згинання відбувалося деформованим вдавненням всередину в основу.

Проаналізовано результати математичного моделювання динамічного збудження резервуару, аналогічного до експериментального.

На рис. 4.38 показано модель деформування резервуару та просторових напружень до прикладення навантаження та після цього.

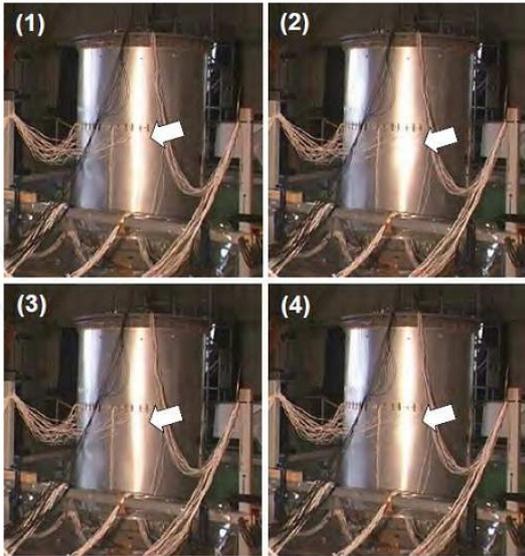


Рис. 4.36 – Вібрація овального типу, що виникає у бічній стінці дослідного зразка резервуару за [35]

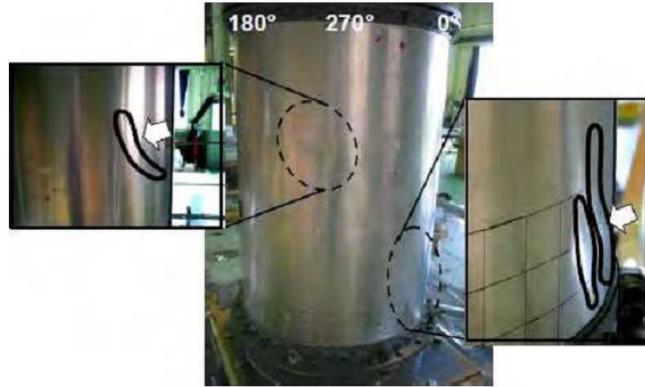


Рис. 4.37 – Пластична деформація, що залишається в стінці резервуару після згину за [35]

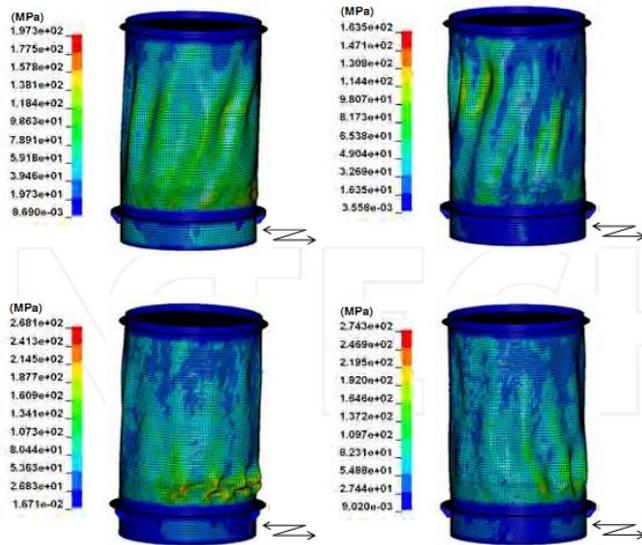


Рис. 4.38 – Формування викривлень та просторових напружень перед (верхня) і після (нижня) згину



Рис. 4.39 – Вимірювані овальної форми вібрації в випробувальному резервуарі на висоті 700 мм до (ліворуч) та після (праворуч) згину

На рис. 4.40 показано форми деформації поперечного перерізу моделі, отримані в результаті аналізу. Було виявлено, що аналітичні форми подібні до рис. 4.39.

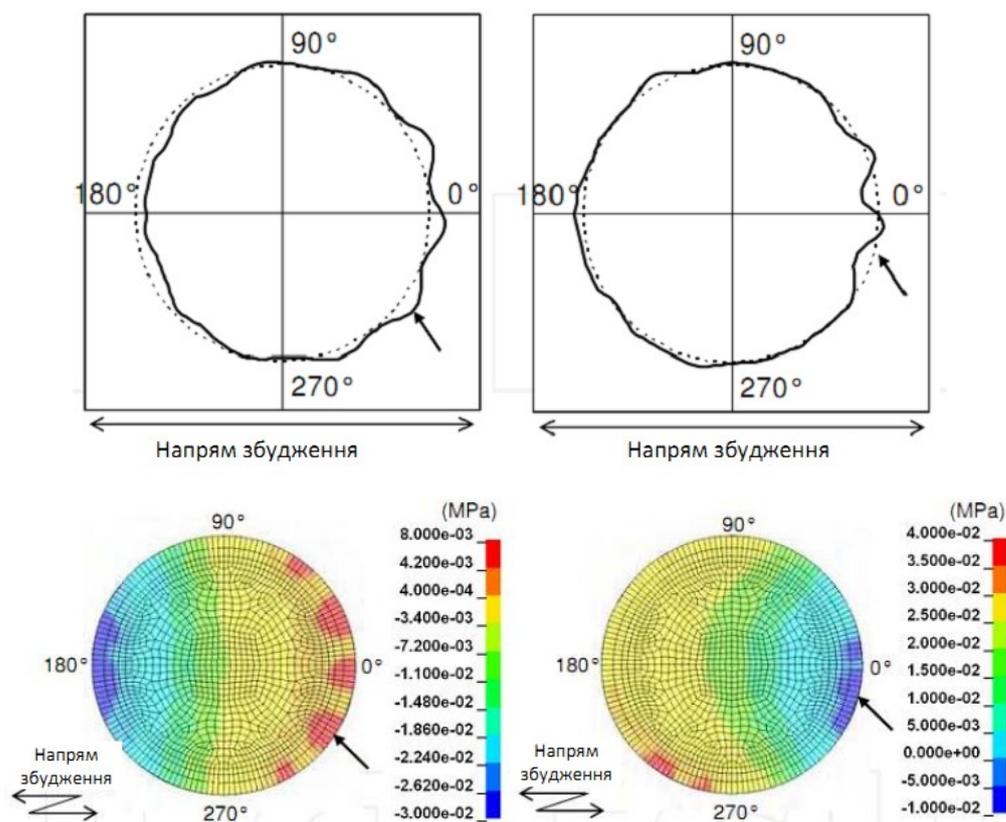


Рис. 4.40 – Розраховані овальної форми вібрації у випробувальному резервуарі на висоті 700 мм до (ліворуч) та після (праворуч) згину за [35]

На рис. 4.40 і 4.41 показано розподіли тиску рідини в моделі резервуару, показаних на рис. 4.40. На рис. 4.40 подано розподіли тиску рідини поперечного перерізу на висоті 700 мм, а на рис. 4.41 – вертикальну ділянку від 0° до 180°. Форма розподілу тиску рідини відповідає формі деформації від вібрації овального типу. Області деформацій виділено стрілками. Це вказує на те, що запропонований спосіб може імітувати явища, викликані точною взаємодією рідини та конструкції в резервуарах.

Отже, з наведених вище результатів, даний спосіб динамічного аналізу вважається здатним точно імітувати вібрацію овальної форми, поведінку тиску рідини та режими вигину.

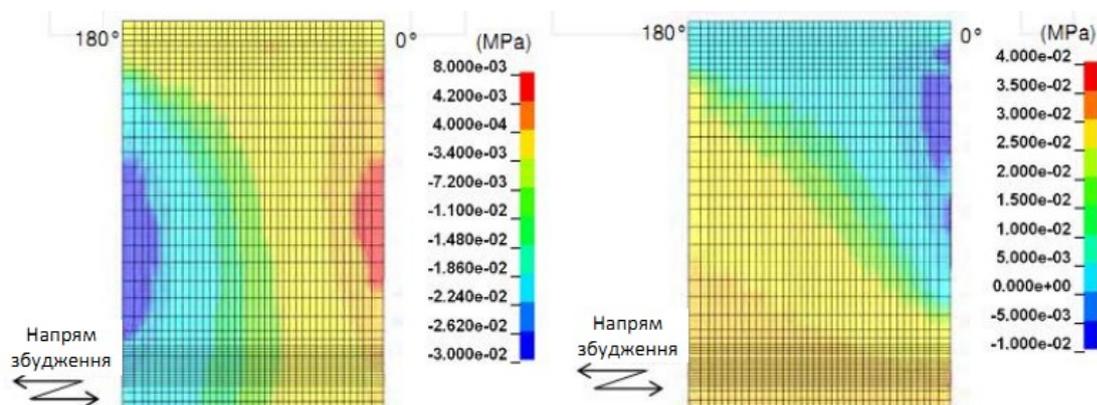


Рис. 4.41 – Розрахований розподіл тиску рідини по вертикалі від 0° до 180° до (ліворуч) і після (праворуч) згину за [35]

Рис. 4.42 демонструє поведінку вібрації овальної форми до і після вигину, відповідно.

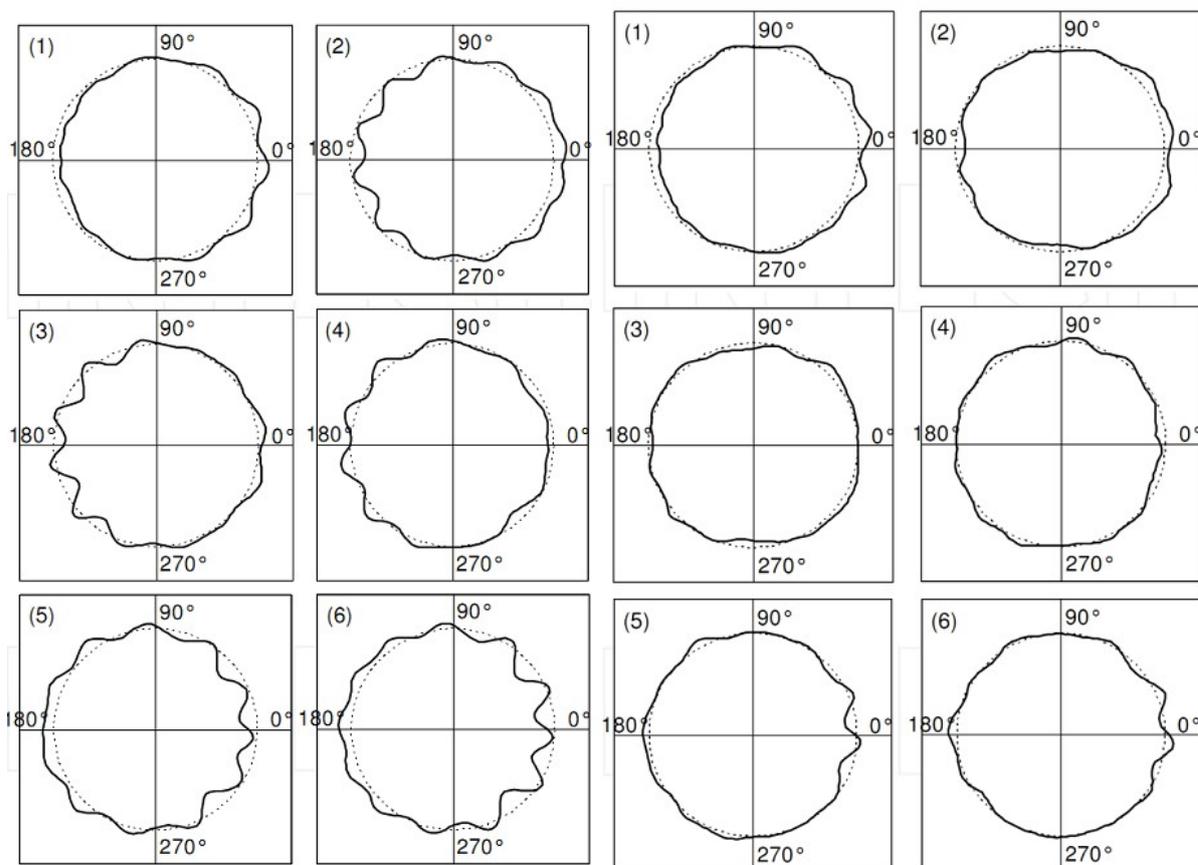


Рис. 4.42 – Режим зміни форми вібрації овального типу перед вигином та після нього відповідно

Форма режиму вібрації овального типу перед вигином була специфічною, а кругове хвильове значення $n = 12$ було домінуючим. З іншого боку, режим після вигину був нестійким і неоднорідним. Це може бути пов'язане зі зміною вібраційних характеристик моделі резервуару внаслідок розвитку вигину на його моделі. Як описано вище, вібраційна поведінка циліндричних резервуарів для зберігання рідини, включаючи вібрацію овального типу, може бути перевірена чисельним моделюванням, використовуючи розглянутий метод динамічного аналізу.

У розподілі тиску рідини перед розгинанням відбувається великий динамічний тиск рідини через велике коливання. Зміна тиску рідини внаслідок вібрації овальної форми резервуару відбувається локально. У розподілі тиску після вигину зміна динамічного тиску рідини через вібрацію балкового типу та вібрацію овальної форми не зрозуміла.

Детальні результати аналізу динамічного розподілу тиску показано на рис. 4.43. Графіки показують вертикальний розподіл динамічного тиску рідини в положенні 0° до і після вигину відповідно. Графіки були обірвано, що можна пояснити нерівністю сіткового розділу та властивістю явного

методу. Ці два результати показали, що динамічний тиск розподілу рідини було викликано вібрацією балки, а форма розподілу була характерною для тонкостінних і гнучких циліндричних резервуарів для зберігання рідини. Форми розподілу до і після вигину відрізнялися. Вважається, що різниця пов'язана зі зміною вібраційних характеристик резервуара через його вигин.

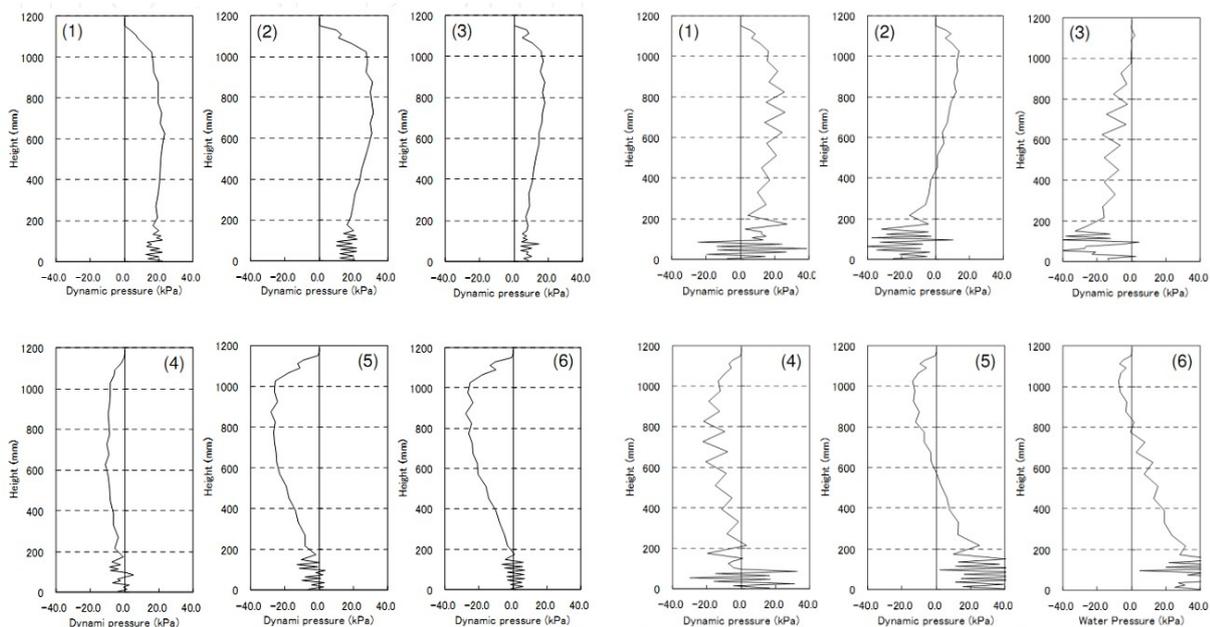


Рис. 4.43 – Розрахункові вертикальні розподіли зміни динамічного тиску рідини в положенні 0° перед згином (ліворуч) та після згину (праворуч) за даними [35]

Отримані від аналізу динамічного експерименту види навантаження прискорення та викривлення зведено в табл. 4.8. Сила зрушення (зсуву) та момент згину добре узгоджуються між собою. Отже, розглянутий метод динамічного аналізу дає можливість достовірно оцінювати динамічну поведінку та викривлення поведінки резервуарів для зберігання рідини, навіть якщо сейсмічна реакція резервуарів невідома. Прискорення в аналізі узгоджується з тим, що було в експерименті. Це вказує на те, що величину вхідного сигналу для збільшення вигину, тобто величину сейсмічного руху, можливо передбачити запропонованим методом динамічного аналізу.

Таблиця 4.8 – Збуджуюча дія на резервуар і пов'язаний з нею згинальний момент

Параметр	Динамічний експеримент	Динамічний аналіз
Вхідне прискорення	2,37	2,61
Поперечна сила	47,3	59,4
Згинальний момент	61,8	67,7

Отже, продемонстровано, що даний метод динамічного аналізу може імітувати реакцію вібрації циліндричних резервуарів для зберігання

рідини, тиск рідини, що міститься в резервуарі та точність поведінки уламків. Крім того, точно можливо прогнозувати навантаження на вигин й величину вхідного сигналу для збільшення вигину.

Застосування методу до фактичного резервуару. Тестовий резервуар і модель, описані вище, складають приблизно 1/10 зменшених масштабів моделі фактичного РВС. Проте фактичні резервуари мають різні види і форми, а тому дослідження великих резервуарів різних форм допоможуть оцінити застосування даного методу динамічного аналізу до фактичних резервуарів.

Розглянемо дослідження Іто та ін. [36]. Фотографія їх резервуару показана на рис. 4.44. Це була зменшена в 5 разів модель реального резервуару для зберігання нафти, вона мала неоднорідну товщину стінки з товщиною, що зменшувалася по висоті, і була виконана з алюмінієвого сплаву. Результати досліду показали виникнення вібрації овального типу у стінці та вигин (випинання ноги слона) в основу; тип вигину відрізнявся від типу зразкового випробувального резервуару з обмеженим тиском. Для аналізу зв'язків між рідиною та конструкцією використовували метод ALE для оцінки динамічної взаємодії «рідина – конструкція».

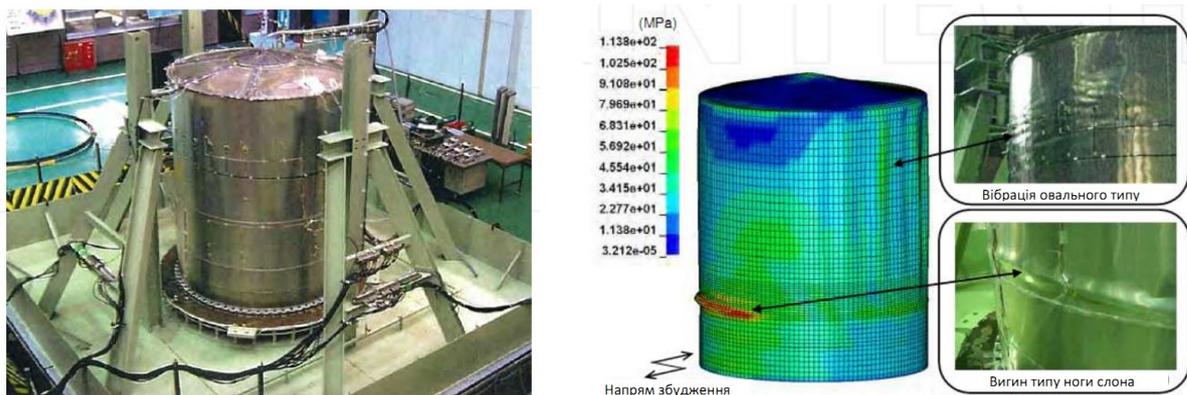


Рис. 4.44 – Тестовий циліндричний резервуар у 5-кратному зменшеному розмірі (Ito et al., 2003) та моделювання вібрації овального типу та відростка ноги слона

Поверхня вільної рідини була виконана шляхом моделювання вмісту рідини та газу як твердих елементів, щоб імітувати струшування. Величина вхідного прискорення становила 2,7g. Природна частота коливань первинної променевої моделі аналізу становила 16,6 Гц, що узгоджується зі значенням експерименту 16,8 Гц і показує точність моделі.

Аналітичний результат дії сейсмічної хвилі показано на рис. 4.44. Бічну стінку моделі було сильно деформовано всередину, відзначено появу вібрації овального типу. Стіна в основі моделі локально вийшла назовні, показуючи випадання «слонової ноги». Ці результати підтверджують, що запропонований спосіб може імітувати появу вібрації овального типу та вигин типу «слонової ноги». Крім того, на рис. 4.44 показано імітацію струшування рідини в резервуарі. Межу між рідиною та повітрям було піднято, що представляє собою струшування вільної поверхні рідини. Ці

результати показують, що запропонований спосіб може точно імітувати вібраційні характеристики та зсувну поведінку цистерн різної форми.

Порівняння результатів аналізу та експерименту для моделі зменшеної в 10-ти і 5-ти кратній величині показують, що запропонований спосіб може імітувати сейсмічну реакцію, таку як реакція вібрації, а також повзучість і викривлення поведінки, такі як режим вигину і точність нахилу навантаження. Отже, запропонований метод динамічного аналізу є універсальним і може використовуватися для аналізу багатьох видів резервуарів. Крім того, цей спосіб дозволяє адекватно оцінити сейсмічну стійкість резервуарів і їх запас сейсмічної безпеки.

Цей аналіз показав види деформування резервуару під час динамічної дії, зокрема від сейсмічних впливів. Для зменшення негативних руйнівних впливів на резервуар необхідно виконати закріплення (зміцнення) основи резервуару. Лабораторними дослідженнями було порівняно різні методи закріплень основи.

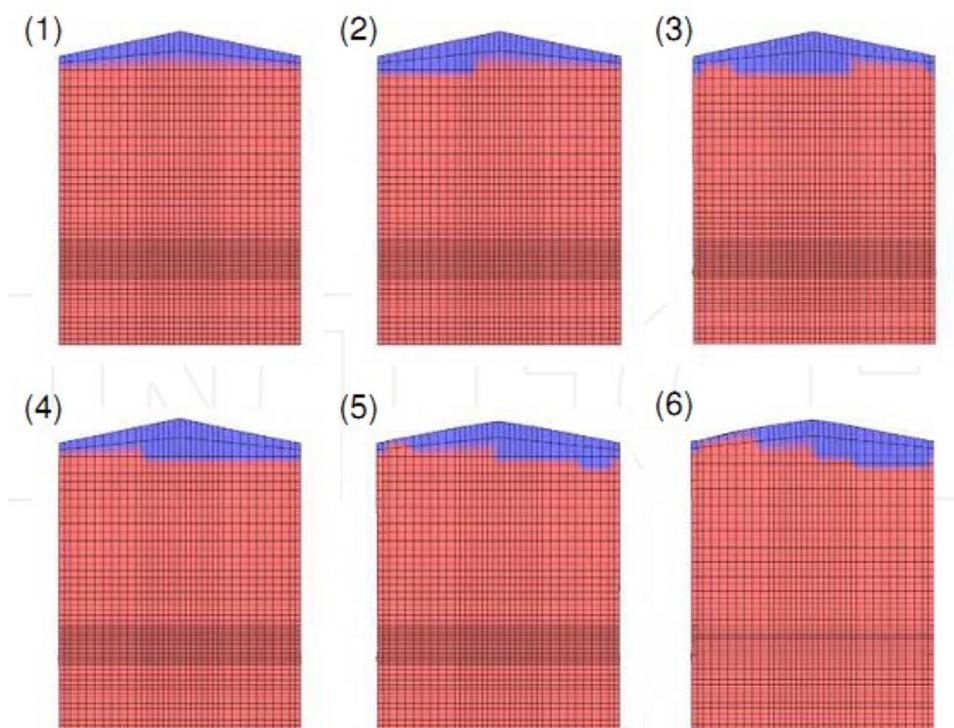


Рис. 4.45 – Моделювання струшування перед (1) і під час ((2) – (6)) збудження. Уміст рідини показаний червоним кольором, а повітря – синім кольором

Фахівці також виконали моделювання в центрифугі, що використовує відцентрове прискорення для збільшення напружень власної ваги в невеликій моделі, щоб імітувати напруження власної ваги у прототипі резервуару. Моделювання центрифуги з обладнанням, може надати чудову можливість спостерігати за взаємодією «грунт – фундамент – споруда» за індикаторною шкалою. У цьому дослідженні для проведення випробувань було використано центрифугу [39]. Цей об'єкт має радіус платформи 5 м (Kim та ін., 2013). Рух землетрусу моделювали шляхом використання самобалансованого симулятора, встановленого на центрифугі. Всі

центрифугові випробування проводили при 50g відцентрового прискорення. Тестові зразки склалися з сухого ґрунтового шару, фундаментної плити та резервуару.

В експериментах використовувався сухий кварцовий пісок з основними властивостями, наведеними в табл. 4.9. Модель ґрунту була зроблена за допомогою плювіації піску приблизно до 80% відносної щільності. Перехресні бендерні елементи були встановлені в ґрунтовому шарі під час центрифугових випробувань для отримання профілів швидкості зсувної хвилі шару ґрунту. Середня швидкість зсувної хвилі становила близько 200 м/с в 50g відцентрового прискорення та оцінювався відповідний часовий період прототипу ґрунту в 0,5 с.

Таблиця 4.9 – Основні властивості кварцового піску, використаного для випробувань

Властивості	Кварцовий пісок
Єдина класифікація ґрунтів (USCS)	SP
Середній розмір частинок (D50), мм	0,220
Коефіцієнт кривизни (C _c)	1,110
Коефіцієнт однорідності (C _u)	1,960
Максимальне значення пористості (e _{max})	1,130
Мінімальне значення пористості (e _{min})	0,611

Модель резервуару діаметром близько 16 м і висотою близько 7 м з нижньою частиною діаметром 19,25 м і товщиною 1,5 м була зменшена в 5 разів. Конструкція резервуару складається із зовнішньої та внутрішньої частини, але в цьому дослідженні автори моделювали лише внутрішню конструкцію, щоб зосередити увагу на сейсмічній поведінці внутрішнього бака. Для імітації маси рідини з урахуванням динамічної взаємодії системи «рідина – конструкція» з'єднані маси встановлювалися вздовж стінки резервуару. Випробування молотами виконували для визначення динамічних характеристик конструкції. Природна частота конструкції моделі становить приблизно 12 Гц у круглому вигляді, а коефіцієнт демпінгування незначний. Для моделювання використовували пальовий тип фундаменту із залізобетонною суцільною плитою. Прототип пальового фундаменту має зовнішній діаметр 1,1 м і довжину 24,5 м.

Репрезентативна процедура моделювання дослідного зразка показана на рис. 4.46. Шар піску виготовлено шляхом плювіації сухого піску. На конкретній глибині було встановлено вимірювальні датчики, такі як гнучкі пристрої для вимірювання швидкості зсувної хвилі та акселерометр для вимірювання реакції на землетрус. У разі проведення випробувань пальового фундаменту, дванадцять паль було зафіксовано на дні моделі ящика перед плювіюванням ґрунту для імітації кінцевого стану пальового фундаменту. Коли рівень ґрунту досягав заданої висоти, встановлювали фундаментну плиту, а на ній розміщували конструкцію резервуара з нафтою.

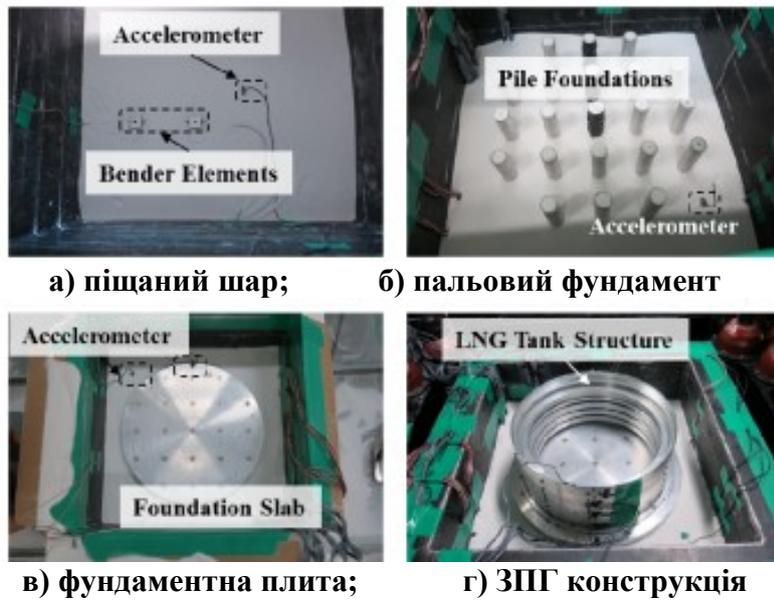


Рис. 4.46 – Порядок моделювання дослідних зразків за даними [39]

Для того, щоб спостерігати різну сейсмічну поведінку різних типів фундаментів, використано чотири типи (рис. 4.47): 1) фундаменти мілкового закладання (на природній основі); 2) пильовий з ростверком під ґрунтом; 3) пильовий з ростверком над землею поверхнею; 4) пильовий з ростверком значно вище рівня земної поверхні.

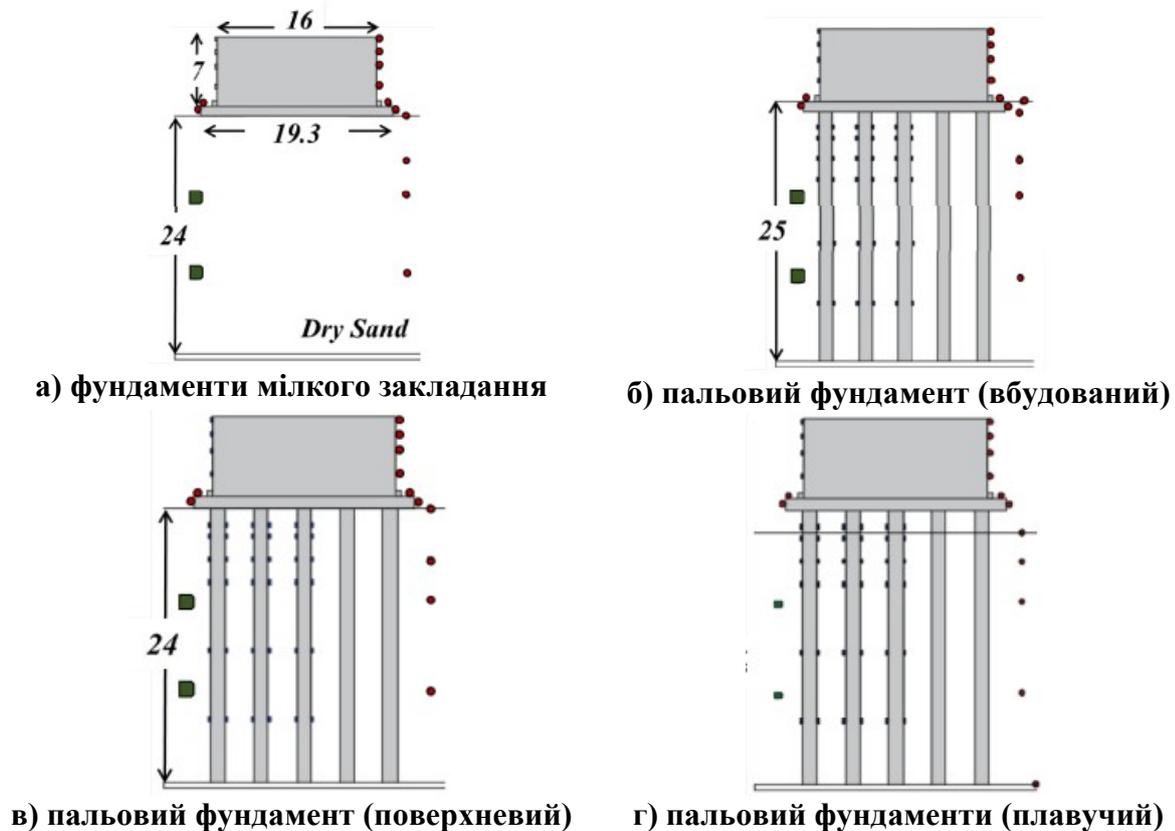


Рис. 4.47 – Схеми експериментальних моделей:

● - акселерометр; ■ - бендерний елемент

Одним з важливих факторів, що впливає на систему «грунт – фундамент – споруда» при землетрусі, є параметр вхідного збудження та інтенсивність частоти. Для спостереження за впливом збудження на вході використано дані двох рухів реального землетрусу (див. рис. 4.48). Параметри землетрусів Хачіноге та Офунато, які належать до відносно тривалого та короткого періоду руху відповідно, змодельовано, при цьому інтенсивність піку збільшувалась поетапно.

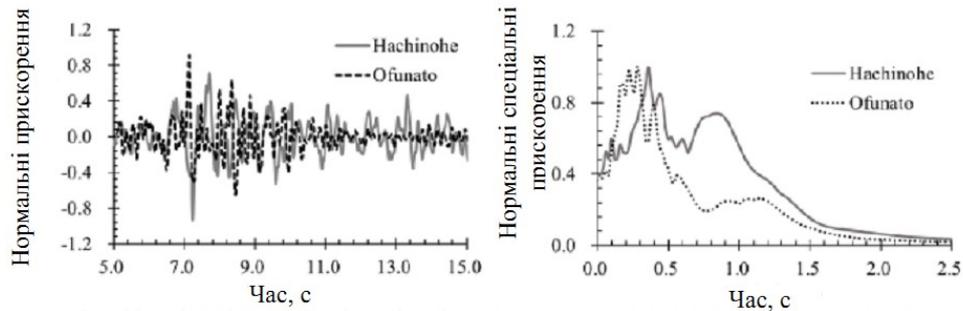
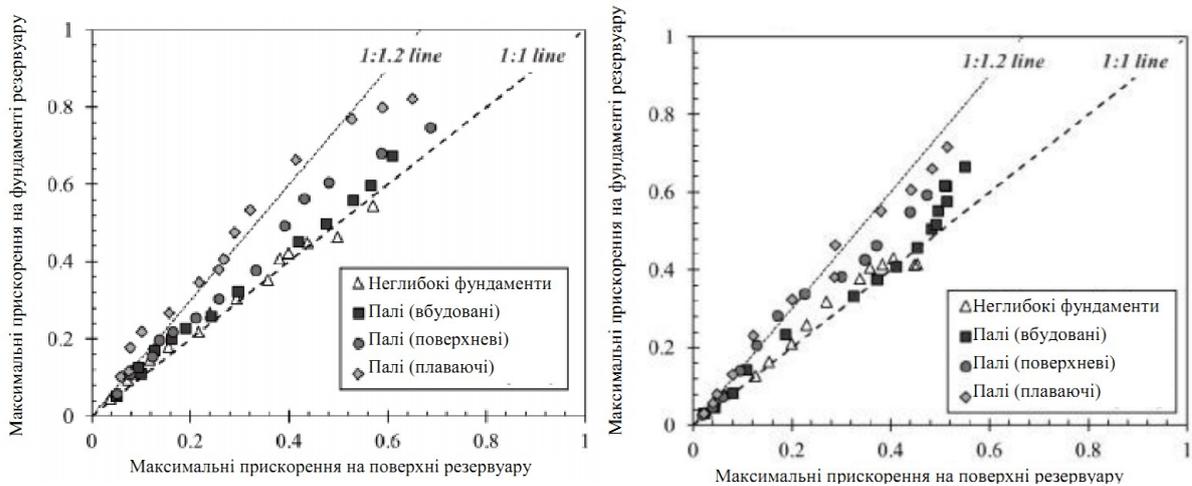


Рис. 4.48 – Введення руху землетрусу; (а) часові історії нормалізованих прискорень; (б) нормалізований спектр реакцій

Результати центрифугового тестування. На рис. 4.49 подано пікові прискорення поверхні ґрунту і плити для чотирьох варіантів фундаментів: неглибокі; пальові (вбудовані, поверхневі, плаваючі), – під час збудження (а) Хачінохе та (б) вібраційних рухів землетрусу Офунато (Ofunato).



а) землетрус Хачінохе (Hachinohe); б) землетрус Офунато (Ofunato)

Рис. 4.49 – Прискорення між поверхнею ґрунту та фундаментною плитою

Горизонтальна поведінка фундаментної плити може відрізнитись від поведінки поверхні ґрунту через кінематичний і інерційний ефекти. У випадку зварювального фундаменту з вбудованою плитою і фундаментами мілкого закладання максимальне прискорення плити було майже таким, як максимальне прискорення земної поверхні. На відміну від цього, коли плити розміщували на земній поверхні чи плавали з цієї поверхні, виникав ефект посилення. Сума підсилення для плаваючого пальового фундаменту

була найбільшою. Коли найбільший землетрус прикладався до моделі, коефіцієнт спектра дії розраховується шляхом ділення спектру реакцій руху плити на спектр реакції руху земної поверхні для дослідження різниці між двома рухами у частотній області. На рис. 4.50 показано розрахункове співвідношення спектру реакції (ССР).

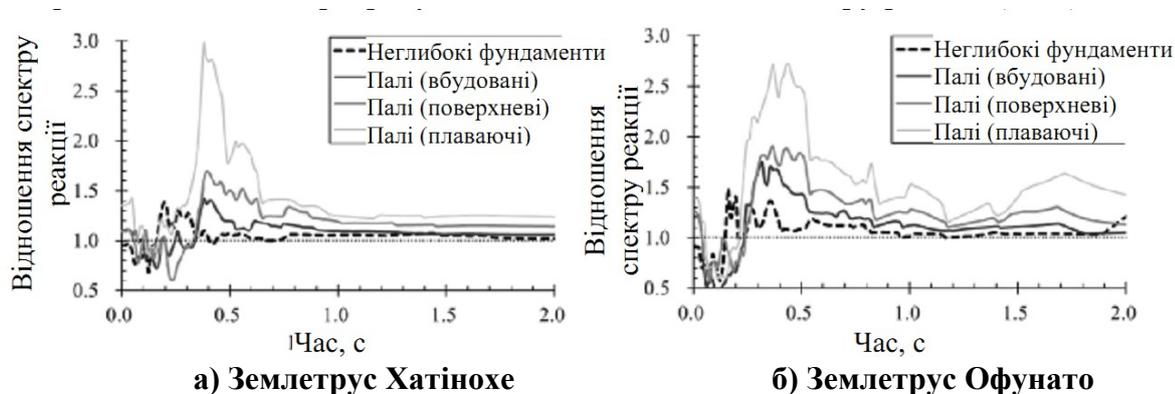


Рис. 4.50 – Співвідношення спектру реакції на фундамент до поверхні ґрунту при землетрусах: а – Hachinohe; б – Ofunato

Як правило, при випробуванні фундаментів амплітуда ССР менше 1 у діапазоні періодів нижче 0,15 с, що означає високочастотний діапазон. Здавалося, це пов'язано з кінематичним впливом, тобто високочастотний компонент фільтрується, коли рух землетрусу передається від земної поверхні до фундаменту (FEMA 440). Ці явища спостерігалися незалежно від типів основ. Періоди та коефіцієнт посилення регіону, де рух фундаментної плити збільшувався, відрізняються залежно від типу основи. Рух фундаментів підсилювався в діапазоні 0,2 – 0,3 с для фундаменту мілкого закладання і 0,3 – 0,5 с для палових. Вплив підсилення проявився найбільше на плавучому паловому фундаменті, на якому плита віддалена від земної поверхні. Вважається, що ці явища пов'язані з впливом не лише кінематичного, а й інерційного ефекту конструкції та основи.

Динамічна поведінка між плитою та верхньою частиною резервуару. Пікові прискорення між фундаментною плитою та верхом конструкції моделі порівняно на рис. 4.51. Вісь X – це пікове прискорення плити, тоді як вісь Y – пікове прискорення конструкції на верхній частині моделі. Чіткого впливу типів вхідного руху на горизонтальне прискорення поверхні ґрунту та фундаментної плити не виявлено, але рух у верхній частині конструкції багато в чому залежить від вхідного руху. У випадку землетрусу Хатінохе, незалежно від типу фундаменту, пікове прискорення підвищилося в середньому в 1,1 раза при збільшенні прискорення плити. У випадку землетрусу Овнато тенденція пікового прискорення резервуару різна. Пікові прискорення конструкції посилюються в 1,2 рази і менше (аналогічно землетрусу Хатінохе для палового фундаменту). Та пікові прискорення резервуару на фундаменті мілкого закладання майже лінійно збільшувались до 0,4g, потім відзначено збільшення.

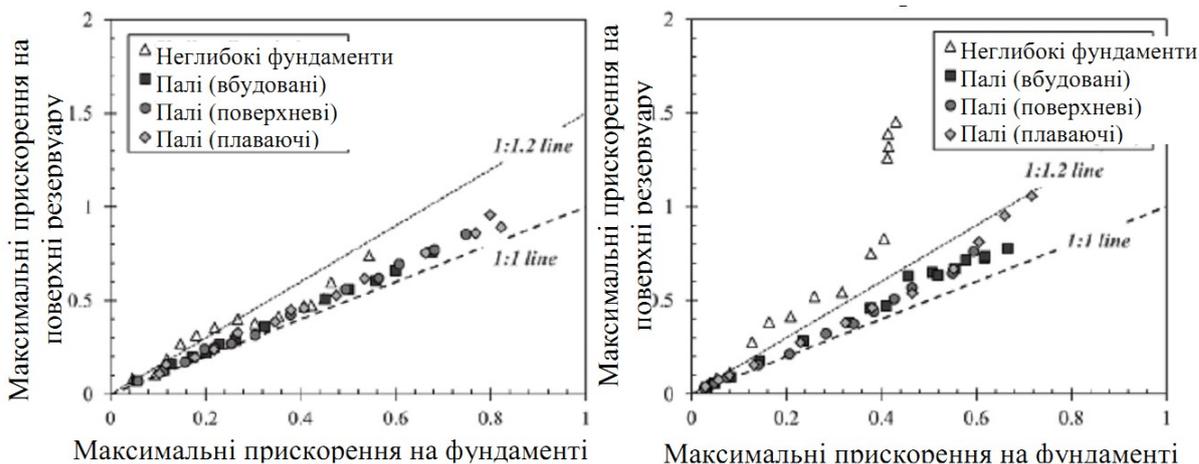


Рис. 4.51 – Пікові прискорення між фундаментною плитою та верхівкою конструкції резервуару з ЗПГ: а – Nachinohe; б – Ofunato

На рис. 4.52 показано розрахункове співвідношення спектру реакції між рухом верху конструкції та фундаментною плитою під час сильного землетрусу. У випадку фундаментів мілкого закладання спостерігається як велике посилення порівняно з випробуваннями на пальовому фундаменті, і амплітуда стала особливо великою в період приблизно 0,08, 0,14, 0,2 с. Під рухом землетрусу Хатінохе частотні складові конструкції для чотирьох типів фундаменту були подібними з малим посиленням.

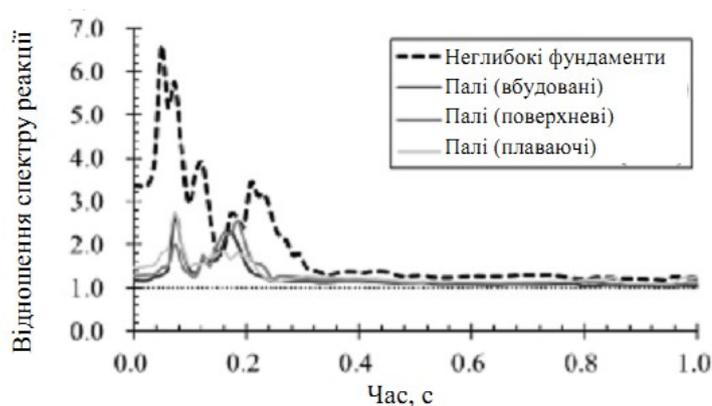


Рис. 4.52 – Співвідношення спектру реакції для вершини конструкції до фундаменту під час сильного землетрусу Ofunato

Ці відмінності за типом фундаменту та рухом землетрусу вказують на те, що конструкції резервуарів для зберігання нафти вплинули на динамічні характеристики загальної системи конструкцій фундаментів, такі як коливання чи ковзання, природну частоту конструкції та варіацію форми режиму (Park et al.). Аналізуючи змодельовану сейсмічну дію від двох варіантів впливів землетрусів Офунато і Хатінохе для резервуарів на різних типах фундаментів можливо узагальнити, що нерівномірність осідань на пальовому фундаменті зменшуються, ніж на фундаменті на природній основі. Таким чином збільшується експлуатаційна надійність резервуарів для зберігання нафти на пальових фундаментах.

Висновки за розділом 4

1. Динамічні властивості ґрунтів визначають різними методами. Для отримання реакції ґрунтових основ у разі землетрусів застосовують сейсмічне мікрорайонування території. У результаті можливо для кожної території отримати прискорення та напруження на поверхні і відповідно сумарний приріст сейсмічної інтенсивності.

2. Підвищення динамічної стійкості ґрунтових основ чи їх стабілізація у процесі експлуатації резервуарів можливо досягти шляхом поверхневого і глибинного ущільнення. Зниження динамічного і вібраційного впливу на слабкі, водонасичені, структурно-нестійкі ґрунти можливо досягти шляхом їх цементації за допомогою струминної чи бурозмішувальної технологій.

3. Визначено фактори, які впливають на напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – резервуар»: вплив висоти наповнення резервуару продуктом, вплив понтону, вплив стисливості основи резервуару, вплив жорсткості різних типів фундаментів, вплив фізичної та геометричної нелінійності.

4. Максимальне значення гідродинамічного тиску на фундамент резервуара зростає при збільшенні рівня наповнення резервуару продуктом, тоді як мінімально величина несуттєво коливається. При цьому має місце велика нерівномірність навантаження на ґрунти основи резервуара при землетрусах. Висота хвилі в резервуарі істотно зменшується при висоті наливу нижче 5 м. Максимальна висота хвилі в резервуарі з рідиною спостерігається при висоті наливу 9,0 м – 1,33 м, що на 10% більше, ніж висота хвилі повністю заповненого резервуара – 1,21 м.

5. Нормальні та дотичні напруження зростають при впливі сейсмічного навантаження. Найбільша величина нормальних і дотичних напружень спостерігається в моделі з фундаментною плитою неглибокого закладання, найменша величина нормальних напружень в моделі з пальовим фундаментом з плитим ростверком, зануреним під землю.

6. Обґрунтовано варіанти зменшення сейсмічної небезпеки резервуарів за рахунок покращення властивостей ґрунтових основ шляхом їх вертикального армування: обмеження пошкоджень від розрідження «обмежуючим ґрунтовим сейсмічним амортизатором»; метод обмеження бічного зміщення ґрунту за рахунок його армування ґрунтоцементними елементами; метод суцільної вертикальної оболонки; метод огородження вертикальними елементами; 5) метод суцільної штучної армованої основи.

Список використаних літературних джерел до розділу 4

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков,

В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с., вид. друге, переробл. і доповн.

2. Крамаренко В.В. Грунтоведение: Учебник / В.В. Крамаренко. – Томск: ТПУ, 2011. – 431 с.

3. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 161 с.

4. Гинтов О.Б. Полевая тектонофизика и ее применение при изучении деформаций земной коры Украины. – К.: Феникс, 2005. – 572 с.

5. Гинтов О.Б. Тектонофизический анализ и геодинамическая интерпретация трехмерной геофизической модели Украинского щита / О.Б. Гинтов, И.К. Пашкевич // Геофизический журнал. – 2010. – №2. – С. 3 – 27.

6. Кендзера О.В. Сейсмічна небезпека території гідровузла Київської ГЕС / О.В. Кендзера, О.М. Скляр, І.Ю. Гурова, Л.А. Квачук // Вісн. Київ. ун-ту. Сер. Геологія. – Вип. 26 – 27. – К., 2003. – С.13 – 17.

7. Кутас В.В. Уровень сейсмической сотрясаемости территории Киева / В.В. Кутас // Геофиз. журн. – 2000. – 22, №3.

8. Кутас В.В. Интенсивность сорясений в ранних районах Киева при карпатском землетрясении 30 мая 1990 г. / В.В. Кутас, В.Д. Омельченко // Геофиз. Журн. – Т.30. – № 3, 2008. – С. 34 – 48.

9. Карта разломно-блоковой тектоники Украинского щита. М-б 1:000000 / Под ред. Г.И. Каляева. – К., 1984.

10. Старостенко В. Основні напрямки розвитку геофізичних досліджень у галузі оцінки сейсмічної небезпеки території України / В. Старостенко, О. Кендзера, О. Сафронов // Вісник Київського національного ун-ту ім. Тараса Шевченка: Геологія. – №52. – 2011.

11. ДБН В. 1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 110 с.

12. РСН 60-86. Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Нормы производства работ.

13. РСН 65-87. Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Технические требования к производству работ.

14. Кендзера А.О. Моделювання впливу ґрунтової товщі на параметри сейсмічної небезпеки / А.О. Кендзера, А.Ю. Семенова // Світ геотехніки. – 2017. – №3 (55). – С. 4 – 14.

15. Zotsenko N. Soil-cement piles by boring-mixing technology / N. Zotsenko, Yu. Vynnykov, V. Zotsenko // Energy, energy saving and rational nature use. – Oradea University Press, 2015. – P. 192 – 253.

16. Зоценко М.Л. Бурові ґрунтоцементні палі, які виготовляються за бурозмішувальним методом / М.Л.Зоценко, Ю.Л. Винников, В.М. Зоценко. – Х.: Друкарня Мадрид, 2016. – 94 с.

17. Kramer S.L. Geotechnical Earthquake Engineering / S.L. Kramer. – New Jersey: Prentice Hall, Upper Saddle River, 1996. – 672 p.

18. Innovative projects in difficult soil conditions using artificial

foundation and base, arranged without soil excavation / P. Kryvosheiev, G. Farenjuk, V. Tytarenko, I. Boyko, M. Kornienko, M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, V. Siedin, V. Shokarev, V. Krysan // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 3007 – 3010.

19. Probabilistic analysis of deformed mode of engineering constructions soil-cement grounds / Yu. Vynnykov, O. Voskobiinyk, M. Kharchenko, V. Marchenko // Materials Science, Engineering and Chemistry. – MATEC Web of Conf. Proc. of the 6th Intern. Scientific Conf. «Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings» (Transbud-2017) (Kharkiv, Ukraine, April 19-21, 2017). – Vol. 116 (2017). – 02038 (2017). – ISBN: 978-2-7598-9022-4. Published online: 10 July 2017. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201711602038>.

20. Seismic behavior of LNG storage tank considering soil-foundation-structure interaction with different foundation types / J. Gon Ha, H. Joon Park, M. Kyo Lee, H. Lee, D.-S. Kim, S. Kwon, H. Kim // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 931 – 934.

21. Soil mix: influence of soil inclusions on structural behaviour / P. Ganne, N. Denies, N. Huybrechts et al. // Proc. of the 15th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Athens, 2011). – Amsterdam: IOS Press, 2011. – P. 977 – 982.

22. Strength properties of densely compacted cement-mixed gravelly soil / A. Ezaoui, F. Tatsuoka, S. Furusawa, K. Yirao, T. Kataoka // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – Vol. 1. – P. 329 – 332.

23. Ground improvement using rigid inclusion for the foundation of LNG tanks / B. Hor, S. Hyun Jee, M. Jun Song, D. Young Kim // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 2907 – 2910.

24. Зоценко М.Л. Напружено-деформований стан основ фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / М.Л. Зоценко. – К.: НДІБК, 1994. – 44 с.

25. Dynamic compaction of collapsible soils – case study from a motorway project in Romania / G. Tsitsas, V. Dimitriadi, D. Zekkos and al. // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 1487 – 1492.

26. Manjriker A. Foundation Engineering / A. Manjriker, I. Gunarante. – New York: Taylor and Francis, 2006. – 608 p.

27. Бойко І.П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку наперерозподіл зусиль упальових фундаментах /

І.П. Бойко, В.С. Носенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). – Вип. 4(34). – Т. 1 – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 54 – 60.

28. Сахаров В.О. Взаємодія інженерних конструкцій з нелінійною основою при сейсмічних навантаженнях: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / В.О. Сахаров. – К.: КНУБА, 2015. – 41 с.

29. Chau K. Numerical Methods / K. Chau // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 647 – 654.

30. Fu Z.Y. Quantifying the influence depth of dynamic compaction using the discrete element method / Z.Y. Fu, M.B. Jaksa, A. Deng // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 3851 – 3856.

31. Henke S. Numerical modeling of pile installation / S. Henke, J. Grabe // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Amsterdam: IOS Press, 2009. – P. 1321 – 1324.

32. Numerical simulation of consolidation problem / K. Edip, M. Garevski, V. Sheshov, J. Bojadjeva // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 3847 – 3850.

33. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі: Монографія / Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2016. – 280 с., видан. друге, переробл. і доповн.

34. Винников Ю.Л. До моделювання параметрів вертикально армованих масивів / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. Вип. 66. – К.: НДІБК, 2007. – С. 128 – 135.

35. Maekawa A. Recent Advances in Seismic Response Analysis of Cylindrical Liquid Storage Tanks / A. Maekawa // Earthquake-Resistant Structures – Design, Assessment and Rehabilitation. – Edited by Prof. Abbas Moustafa. – Rijeka, Croatia. 2012. – P. 307 – 336.

36. Ito T. Investigation on Buckling Behavior of Cylindrical Liquid Storage Tanks under Seismic Excitation (1st Report; Investigation on Elephant Foot Bulge) / T. Ito and all // Proc. of ASME Pressure Vessels and Piping Conf. (Cleveland, Ohio, USA). – 2003. – Vol. 466. – pp. 193 – 201.

37. Волик Д.В. Сейсмическая надежность оснований и фундаментов крупных резервуаров: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.02 / Д.В. Волик. – Краснодар: КГАУ, 2006. – 154 с.

38. Петров А.А. Численное моделирование сейсмического воздействия на резервуар с применением программы ANSYS. CAD-FEM GmbH в СНГ, офис 1703, 77/79, М.: Щелковское шоссе, 107497.

39. Maekawa A. Seismic Safety Margin of Cylindrical Liquid Storage Tanks in Nuclear Power Plants / A. Maekawa, T. Takahashi, K. Fujita // Proc. of ASME Pressure Vessels and Piping Conf. (Baltimore, Maryland, USA) – 2011, PVP2011-57241.

РОЗДІЛ 5 УПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ У ПРАКТИКУ БУДІВНИЦТВА Й ЕКСПЛУАТАЦІЇ ОБ'ЄКТІВ ЗБЕРІГАННЯ НАФТИ І НАФТОПРОДУКТІВ

5.1 Упровадження ефективної штучної сейсмостійкої основи для вертикальних сталевих резервуарів

Як приклад наведено геотехнічні рішення для нафтового резервуару РВСП-20000 нафтоперекачувальної станції «Августівка» (с. Августівка Беляївського району Одеської області). Технологічні параметри РВС-20000 представлені в табл. 5.1.

Таблиця 5.1 – Технологічні параметри нафтового резервуару РВСП-20000

Параметри	Значення
Густина продукту (нафта), т/м ³	0,89
Розрахунковий рівень наповнення продуктом, м	16,2
Рівень води при гідровипробуванні, м	16,75
Внутрішній надлишковий тиск	відсутній
Нормативний внутрішній вакуум	відсутній
Інтенсивність експлуатації (циклів на рік), min/max	20/100
Характеристичне снігове навантаження, кг/м ²	102
Характеристичне вітрове навантаження, кг/м ²	51
Розрахункова сейсмічна інтенсивність, балів	8
Температура найхолоднішої доби із забезпеченістю 0,98, °С	мінус 24
Максимальна температура зберігання нафти, °С	плюс 25
Розрахунковий термін експлуатації, років	40
Розрахункова висота хвилі нафти при дії сейсмічного навантаження, м	0,32
Величина припуску на корозію для листів стінки, мм	0
Мінімальна відмітка поверхні окрайки відносно поверхні коре, мм	+0,5

Геометричні параметри РВС-20000: 1) номінальний об'єм 20000 м³; 2) геометричний об'єм 20956 м³; 3) висота стінки 17,926 м; 4) внутрішній діаметр 39,9 м; 5) площа дзеркала продукту 1250,4 м².

Діаметр фундаментної плити – приблизно 40,5 м. Тиск під подошвою фундаментної плити складає при гідровипробуваннях 168,14 кПа, при експлуатації – 180,86 кПа. Рівномірно розподілене навантаження по контуру фундаменту при гідровипробуваннях складає 31,65 кН/м.п., при експлуатації – 40,33 кН/м.п., при вітрових навантаженнях – ±6 кН/м.п., при сейсмічних впливах – +353,73/-268,67 кН/м.п. Величина рівнодіючої горизонтальних сейсмічних сил, що передається від конструкції резервуару на фундаментну плиту склала 65500 кН.

У геоморфологічному відношенні ділянка знаходиться на водорозділі між Куяльницьким і Хаджибейським лиманами. У геологічній будові приймають участь насипні ґрунти, четвертинні суглинки, які підстеляються піщано-глинистими відкладами куяльницького ярусу неогену, нижче по розрізу залягають меотичні глини. Рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині 8,6 – 8,8 м від рівня поверхні землі. Горизонт безнапірний, розвантажується вниз по балці.

Розглядається два майданчика зі складними інженерно-геологічними умовами. Складність першого майданчику характеризується наявністю на глибині 7,6 м від поверхні землі м'якопластичних і текучих суглинків і супісків, які відносяться до слабких і сильно стисливих ґрунтів (модуль деформації коливається в межах $E = 3 - 5$ МПа). Загальна потужність цих ґрунтів складає приблизно 12 – 13 м. Підстеляються слабкі і сильно стисливі ґрунти твердою і напівтвердою глиною на глибині 21,7 – 23,9 м (рис. 5.1).

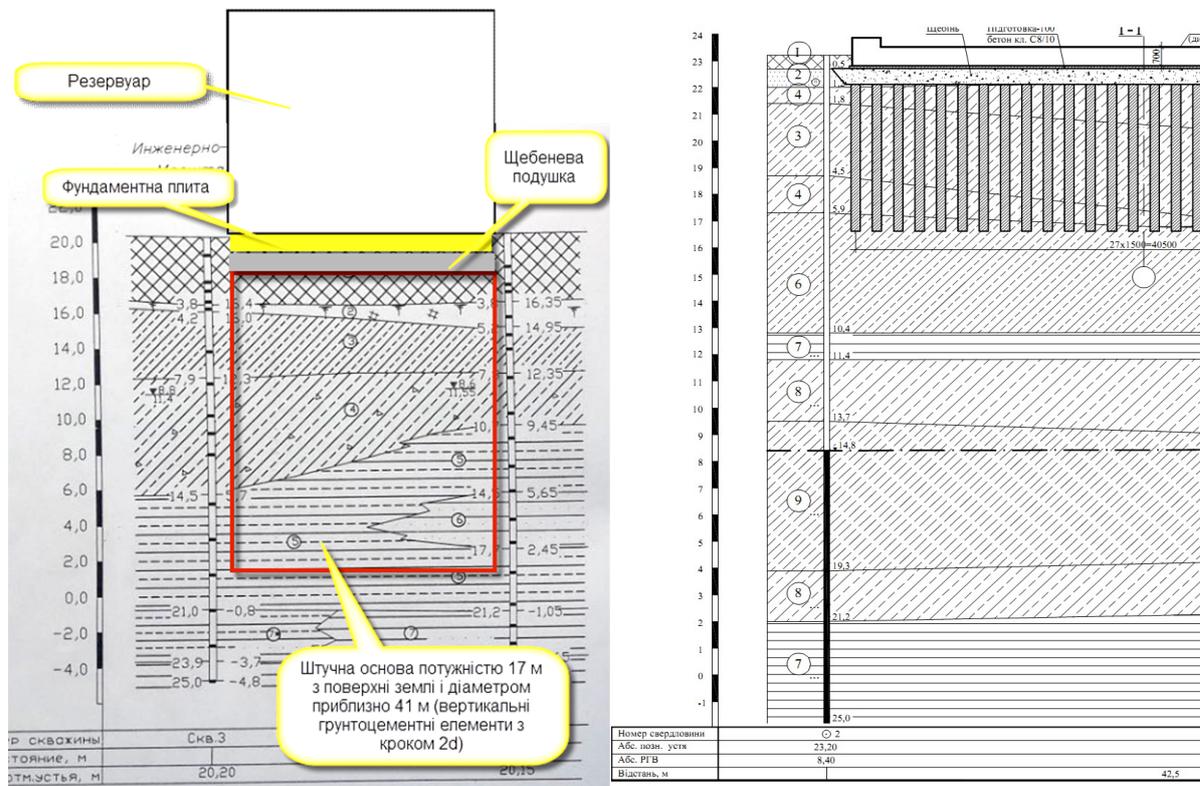


Рис. 5.1 – Інженерно-геологічний розріз майданчиків будівництва

Слабкий ґрунт у разі дії сейсмічних впливів може перейти у текучий стан (проявити тиксотропні властивості), отримати додаткове ущільнення, у результаті чого виникнуть наднормативні деформації резервуару. Складність другого майданчику характеризується наявністю просадочної товщі потужністю більше 5 м.

За сейсмічними властивостями категорія ґрунтів – III. Нормативна сейсмічна інтенсивність ділянок будівництва – 8 балів (за картою ЗСР-2004-С), розрахункова – 9 балів.

Для цих умов розглядалося декілька геотехнічних рішень:

1) прорізання слабкої та просадочної товщі ґрунту залізобетонними палями перерізом 350х350 мм для їх спирання на міцні ґрунти, а також ліквідація просадочних властивостей ґрунту міжпальового простору глибинним ущільненням (влаштування ґрунтових паль діаметром 300 мм), зведення поверх паль фундаментної плити товщиною 0,7 м, шарнірне з'єднання паль з плитою;

2) те саме, що і в першому варіанті, але поверх паль передбачається влаштування щебеневої подушки з метою демпфування коливань резервуару та уникнення передачі горизонтальних навантажень на палі;

3) влаштування штучної основи шляхом армування слабого та просадочного ґрунту вертикальними ГЦЕ діаметром 500...650 мм, далі те саме, що і в другому варіанті.

Сприйняття горизонтального сейсмічного навантаження за рахунок роботи паль по ґрунту забезпечується тільки при значній їх кількості (~1000 шт.), що є економічно недоцільним, оскільки при цьому вертикальне навантаження на палі становитиме не більше 35% від допустимої. Тому даний варіант у подальшому не порівнювався.

Варіант з вертикальними ГЦЕ виявився значно дешевшим і його можливо було реалізувати за менший період часу.

Довжина, діаметр і крок ГЦЕ визначався ітераційним методом. Основним критерієм розрахунку було забезпечення менших за критично допустимі значення осідання центру та крайніх розрахункових точок фундаментної плити, крену резервуару, а також несучої здатності основи при розрахункових сейсмічних впливах. У результаті розрахунків встановлено, що оптимальним діаметр ГЦЕ є 500 мм, крок – 1,0 м (2d). Інформаційна геотехнічна модель РВСП-20000 наведена на рис. 5.2.

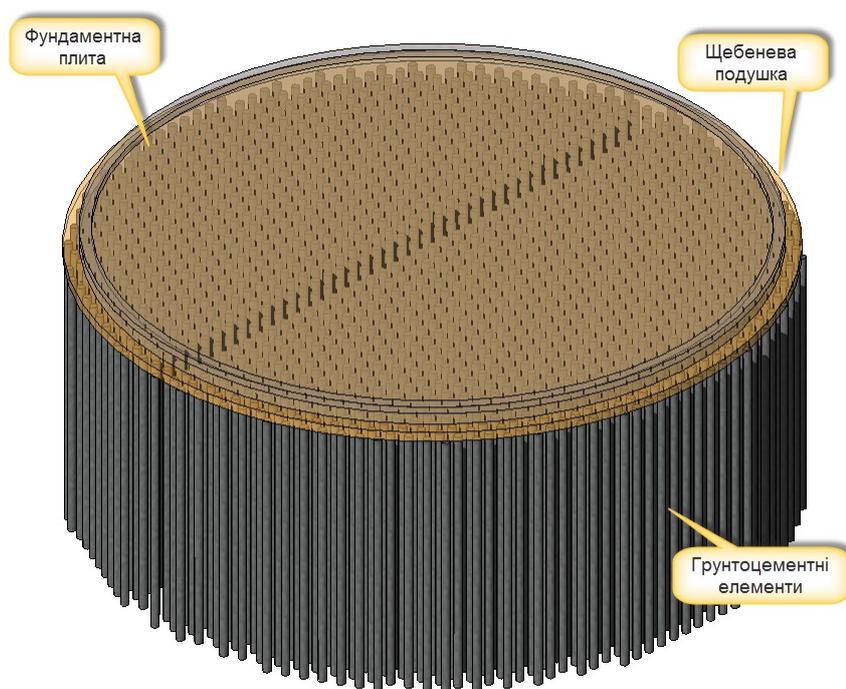


Рис. 5.2 – Просторова розрахункова схема системи «підсилена основа – щебенева подушка – фундаменти»

Для підтвердження коректності рішення проведено моделювання НДС системи «грунтовий масив – підсилена основа – щебенева демпферна подушка – фундаменти – резервуар». Задачу вирішували у двомірній («вісесиметричній») постановці з використанням методу скінченних елементів (МСЕ) із урахуванням розрахункового сейсмічного впливу.

Грунтова основа, штучна основа і щебенева подушка задані у вигляді кластерів з відповідними характеристиками. Фундаментна плита задана балочним елементом з відповідною згинальною EI та нормальною EA жорсткістю, яка відповідає товщині плити 0,7 м. Для визначення параметрів коливання резервуару його змодельовано балочними елементами, а нафта моделювалася кластером з відповідними характеристиками. Розрахункова схема наведена на рис. 5.3.

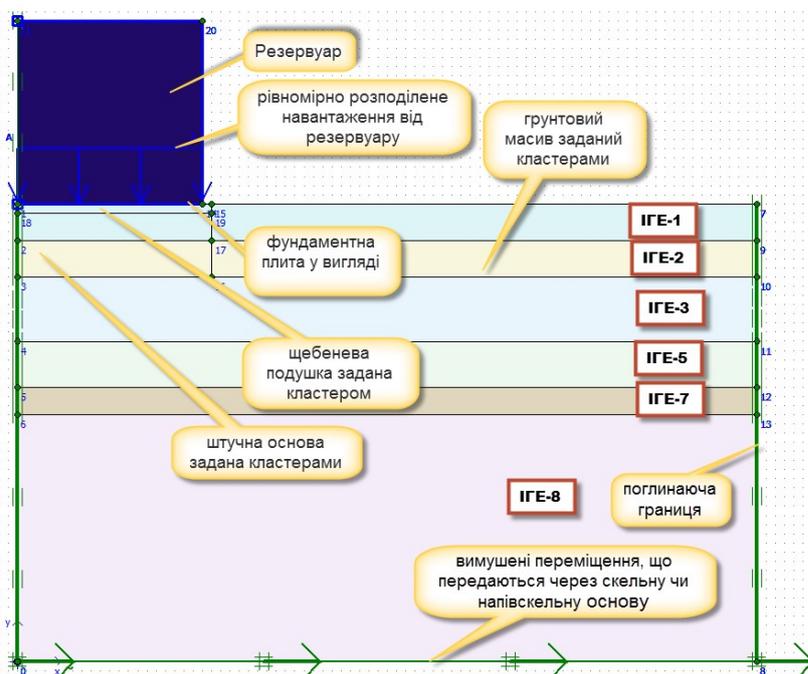


Рис. 5.3 – Розрахункова вісесиметрична схема системи «грунтовий масив – підсилена основа – щебенева демпферна подушка – фундаменти – резервуар»

Розміри розрахункової зони в сторони від споруди приймалися з умови недопущення їх впливу на деформування основи. За глибиною межа розрахункової області обиралася з умови відсутності додаткових напружень і прийнята 50 м (для умовного досягнення скельного чи напівскельного ґрунту); задані вимушені коливання до нижньої площини розрахункової моделі у вигляді акселерограми землетрусу (з параметрами, що відповідають інтенсивності сейсмічних впливів у 9 балів); на правій межі моделі задано поглинаючі границі, задачею яких є недопущення відбиття хвиль по боковим граням сітки; ґрунт моделюється лінійною моделлю з відповідними коефіцієнтами пружності. Вплив гідростатичного тиску води враховувався при задаванні відповідного рівня ґрунтових вод. Демпфування будівлі та основи змодельовано за допомогою коефіцієнтів Релея. Вимушені горизонтальні переміщення нижньої грані розрахункової області задано

$u_x=0,01$ м, вертикальні – $u_y=0$. Приклад загального вигляду штучної основи з вертикальних ГЦЕ наведено на рис. 5.4.



Рис. 5.4 – Загальний вигляд штучної основи з вертикальних ГЦЕ

За аналізом результатів розрахунків, моделювання та порівняння варіантів можливо зробити такі висновки:

1. Варіант фундаментної плити на штучній ґрунтоцементній основі, яка перетворює слабку та просадочну товщу на композитний матеріал, є сейсмостійким, коштує менше за пальовий і при цьому є більш технологічним. Всі технологічні й нормативні вимоги, які висуваються до експлуатації резервуарів, задовольняються.

2. За рахунок армування частини ґрунтового масиву слабкої і просадочної основи зменшується амплітуда коливань резервуару, змінюється характер прискорень ґрунту і знижуються значення прискорень ґрунту в рівні дна котловану. Такий результат забезпечується збільшенням швидкості поширення сейсмічних хвиль у штучній ґрунтоцементній основі, а також за рахунок підвищення характеристик міцності і деформативності.

3. При сейсмічних впливах з розрахунковою інтенсивністю 9 балів максимальне розраховане горизонтальне переміщення верху резервуару не перевищило 6 мм, низу – 10 мм. Різниця переміщень низу відносно верху при цьому складає 16 мм, що менше за 20 мм і тому є допустимим. Резервуар не перекидається, дотримується умова зрушення фундаментної плити відносно щелевеної подушки.

Авторами також накопичено практичний досвід підвищення штучної динамічної стійкості основ існуючих фундаментів насосних агрегатів станції перекачування нафти у Луганській області. Це було здійснено шляхом армування за допомогою пневмопробійників основ існуючих

Фундаменти спирались на суглинок насипний, недоущільнений, напівтвердий (1–2 м) з вмістом органічних речовин до 9% та нафтовміщуючою рідиною в порах. Цей прошарок підстилав суглинок важкий пилюватий, твердий.

Динамічний вплив від агрегату призвів до розвитку нерівномірних осідань слабкої основи зі швидкістю 0,5 мм/місяць і крену вбік частини фундаментів під насоси.

Перекося фундаменти ускладнювали роботу муфти і вимагали її регулювання. За нормами граничні горизонтальні коливання для цих машин складали 0,05 мм, але амплітуди коливань фундаментів до підсилення їх основ були 0,12 – 0,16 мм. Це загрожувало роботі насосів.

Підсилення основи виконували похилими жорсткими елементами під кутом до вертикалі 15° і 9° (рис. 5.5) у послідовності: 1) за периметром фундаменту до рівня його підшви відривали траншею; 2) з її дна пневмопробійником ИП4605А з кроком 400 – 500 мм проходили свердловини діаметром $\varnothing 130$ мм, глибиною 800 мм; 3) їх заповнювали жорстким бетоном класу В10, що втрамбували в стінки і дно свердловин тим же пневмопробійником; 4) цикл повторювали 6 разів; 5) свердловини армували каркасом з 4 стержнів $\varnothing 12A_I$; 6) свердловини заповнювали литим бетоном класу В12.5; 7) траншеї засипали суглинком оптимальної вологості з пошаровим ущільненням вібротрамбівками.

Кількість елементів для армування основи фундаменту – 37.

Після такого посилення основи горизонтальні коливання фундаментів знизились до 0,023 – 0,028 мм.

5.2 Результати штампових випробувань ґрунтів та рекомендації щодо оптимальних варіантів фундаментів для будівництва складу зберігання вуглеводнів

У попередній розділах показано, що якісно виконані штучні основи з ущільненням ґрунту (основи з поверхневим і глибинним ущільненням ґрунту, піщані та ґрунтові подушки, тощо) є ефективними заходами щодо підвищення статичної та динамічної стійкості основ резервуарів зберігання вуглеводнів.

Розглянемо приклад застосування піщаної подушки з цією метою.

Об'єкт дослідження – будівництво складу зберігання вуглеводнів газонаповнювальної станції в Харківській області.

Металеві ємкості для зберігання вуглеводнів, які будуть розміщені на залізобетонних плитах (фундаментах) площею 60000 см^2 (3 м x 2 м), подані на рис. 5.6.

Проміжні залізобетонні елементи між металевими ємкостями та залізобетонними плитами (фундаментами), а також самі опорні плити показані на рис. 5.7.



Рис. 5.6 – Металеві ємкості для зберігання вуглеводнів, які будуть розміщені на залізобетонних плитах (фундаментах) площею 60000 см²



Рис. 5.7 – Проміжні залізобетонні елементи між металевими ємкостями та залізобетонними плитами (фундаментами), а також самі плити

У геоморфологічному відношенні майданчик приурочено до стику річної заплави й тераси. Рельєф майданчика відносно рівний. Територію сплановано насипними ґрунтами. До глибини 12 м від земної поверхні залягають відклади таких систем:

– крейджаної (суглинисті білі крейди – суглинки текучі) на глибинах від 4.4 м до 10.6 м;

– палеогенової (глини тугопластичні, піски середньої крупності, а також піски мілки до пилуватих) на відкладах верхньої крейди;

– четвертинної. Що поділені на три основні фації: руслову (суглинки м'якопластичні), фацію розмиву (піски мілки та суглинки) та заплавну (піски мілки, середньої щільності, насичені водою).

Сучасні четвертинні відклади – суглинки текучопластичні, замулені, з домішками органічних речовин (ІГЕ-2) та торфи м'якопластичні (ІГЕ-2а). Грунт ІГЕ-2а віднесено до слабких (модуль деформації $E < 5$ МПа). Розрахункові значення властивостей ґрунту такі: кут внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 10^\circ$; питоме зчеплення $c_{II} = 30$ кПа; модуль деформації $E = 3$ МПа; $\varphi_I = 9^\circ$; $c_I = 20$ кПа. Потужність ІГЕ-2а звичайно не перевищує 0,6 м, місцями до 1 м. Шари ґрунтів не витримані за глибиною та площею.

Гідрогеологічні умови зумовлені геоморфологічними особливостями та геологічною будовою майданчику. Територія прилягає до річки, тому її гідрогеологічні особливості значною мірою визначає гідрогеологічний режим річки. Підземні води приурочені до алювіальних суглинків і пісків.

Рівень ґрунтових вод склав 0,40 – 1,80 м від земної поверхні, тобто, майданчик підтоплений (рис. 5.8). Сезонні коливання рівня річки складають 0,8 м, а відповідно – коливання рівня ґрунтових вод 0,8 м.



Рис. 5.8 – Фіксація рівня ґрунтових вод у канавці на межі будівельного майданчика

До несприятливих фізико-геологічних процесів у межах майданчика, зокрема, віднесені:

– наявність близько (до 1,2 м) до поверхні майданчика суглинків текучопластичних, замулених, з домішками органічних речовин (ІГЕ-2) та торфів м'якопластичних (ІГЕ-2а). Грунт ІГЕ-2а віднесено до слабких;

– високий рівень ґрунтових вод і підтоплення майданчика;

– шари ґрунтів не витримані за глибиною та площею.

За таких умов у якості штучної основи залізобетонних фундаментів (3 м x 2 м) металевих емкостей для зберігання вуглеводнів була прийнята піщана подушка. Тому поверх четвертинні відклади (ПЕ-2 та ПЕ-2а) перекриті пісками насипними, середньої крупності, які були пошарово відсипані та ущільненні укочуванням. Загальна товщина піщаної подушки складає 1,0 м, місцями до 1,2 м.

Головним природно-техногенним чинником, що може вплинути на територію в процесі будівництва та експлуатації споруд, є зміни гідрогеологічного режиму. Викладена інформація послужила обґрунтуванням необхідності додаткових інженерно-геологічних досліджень фактичного ґрунтового масиву будівельного майданчику вертикальним статичним навантаженням штампами площею 60000 см².

Дослідження ґрунтів вертикальним статичним навантаженням штампами площею 60000 см² (3 м x 2 м) на об'єкті проведені відповідно до ДСТУ Б В.2.1-6-2000 «ґрунти. Польові випробування».

Залізобетонні штампи площею 60000 см² розміщували безпосередньо на вирівняній поверхні майданчику. До кожного штампу були приєднані струни трьох прогиномірів, які були закріплені на реперних системах (рис. 5.9). Осідання штампу вимірювали трьома прогиномірами з ціною поділки 0,01 мм. Для подальшого аналізу приймали середнє значення.



Рис.5.9 – Реперні системи та закріплені на них прогиноміри для виміру осідань основи штампу №1

Залізобетонний штамп (плита) важив 45 кН, а його завантажували аналогічними плитами (рис. 5.10 і рис. 5.11). Тиск під подошвою штампу від ваги кожного з таких вантажів складав 7.5 кПа. Кожна ступінь навантаження звичайно (крім перших) складала 2 плити, тобто вага була 90 кН, а отже відповідний тиск складав 15 кПа.



Рис. 5.10 – Процес завантаження штампу №3 залізобетонними плитами



Рис. 5.11 – Процес завантаження штампу №1 залізобетонними плитами

Кожну ступінь навантаження витримували до умовної стабілізації деформації (осідання основи штамп), за яку приймали її приріст у 0,1 мм за дві години спостережень. При виконанні цієї основної умови ДСТУ, до штамп прикладали наступну ступінь навантаження.

Кінцевий тиск під подошвою штамп складав 150 кПа (рис. 5.12). Після цього проводили розвантаження штамп.



Рис. 5.12 – Процес завантаження штампу №1 залізобетонними плитами

Результати статичних випробувань ґрунтів штампами представлено у вигляді графіків залежності осідання основи штампу від тиску $S=f(p)$ під його підшоивою (рис. 5.13).

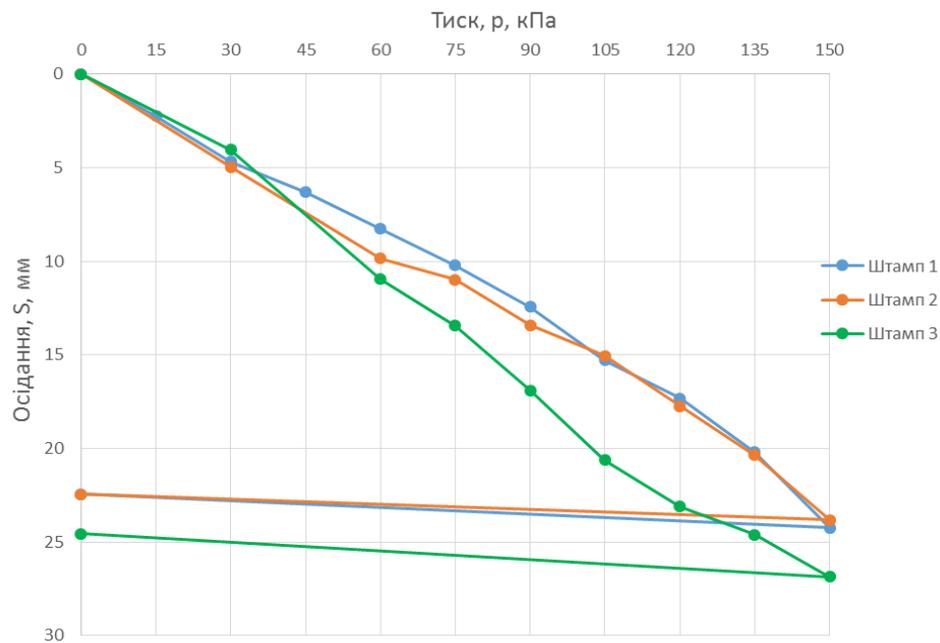


Рис. 5.13 – Графіки осідань основи штампів від тиску

Для обчислення модуля деформації такої штучної основи використано добре апробовану формулу [1, 2]

$$E = \omega(1 - \nu^2) b \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (5.1)$$

де ω – безрозмірний коефіцієнт, прийнятий для круглого жорсткого штампа 0,8; ν – коефіцієнт бічного розширення [1, 2] від 0,27 до 0,42 залежно від виду ґрунту; b – діаметр штампа, см; Δp – прирощення тиску, МПа, $\Delta p = p_n - p_1$; ΔS – прирощення осідання штампа, см, $\Delta S = S_n - S_1$.

Осідання основи кожного зі штампів за кінцевого тиску під подошвою штампу в 150 кПа склали (рис. 5.13): першого $S=24,25$ мм; другого $S=23,81$ мм; третього $S=26,85$ мм. Після розвантаження осідання основи штампів склали відповідно: $S=22,44$ мм; $S=22,45$ мм; $S=24,55$ мм. З аналізу графіків (рис. 5.13) залежності осідання основи штампу від тиску $S=f(p)$ під подошвою штампа видно, що до тиску $p = 135$ кПа залежність може бути прийнята лінійною. Тоді для подальшого проектування значення модуля деформації для кожного зі штампів було прийнято при величині коефіцієнта Пуассона $\nu = 0,37$ як для суглинку): для першого штампу $E = 11,2$ МПа; для другого $E = 11,0$ МПа; для третього $E = 9,5$ МПа.

При заповненні ємкості водою тиск під подошвою залізобетонних штампів площею 60000 см² складає близько 60 кПа, а при заповненні металевих ємкості газом тиск під подошвою цих штампів з урахуванням привантаження від ґрунтової засипки навколо ємкості на всю її висоту не перевищить 105 – 110 кПа. Отже, за такого тиску несуча здатність і деформативність основи залізобетонних фундаментів площею 60000 см² металевих ємкостей для зберігання вуглеводнів буде забезпечена.

Однак, внаслідок наявності в межах стислої товщі основи залізобетонних фундаментів площею 60000 см² торфу (ІГЕ-2а) існує ймовірність, зокрема, при зниженні рівня ґрунтових вод, розвитку додаткових осідань шару торфу за рахунок розкладання органічних речовин, що містяться в ньому. Тому за таких умов основу фундаментів металевих ємкості необхідно посилити [1]. Для складання проекту об'єкту в якості найбільш надійних варіантів посилення основ під фундаменти металевих ємкостей для зберігання вуглеводнів було рекомендовано:

- підсилення шару торфу шляхом втрамбовування в нього щебеню за технологією набивних паль у пробитих свердловинах [2, 3];
- вертикальне армування шару торфу ГЦЕ [3 – 6].

Більш дешевий варіант посилення основ (який, однак, не виключає можливих додаткових осідань основи внаслідок розкладання органічних речовин, що містяться в торфі) – це влаштування подушки зі щебеню чи гравію (товщиною не менше 0,6 м) по укладеній геосітці на вже існуючий пошарово ущільнений пісок подушки. За нього, в разі розвитку додаткових нерівномірних осідань основи через розкладання органічних речовин, що містяться в торфі, слід виконувати роботи з рихтування технологічного обладнання металевих ємкостей для зберігання вуглеводнів.

5.3 Результати геотехнічного контролю якості ущільнення ґрунтової основи для реконструкції резервуарного парку

У с. Качанове Гадяцького району Полтавської області подушка під два резервуари ємністю 3000 м³ товщиною близько 3 м і діаметром 22 м також влаштувалась із місцевих лесових пилюватих супісків і суглинків (число пластичності $I_p = 5,3 - 15,8\%$), які пошарово укочували 10 – 12 проходками за одним слідом навантаженими самоскидами і 12 – 14 ударами за одним слідом трамбівки у вигляді конусу з нижнім і верхнім діаметрами відповідно 930 і 430 мм, висотою 800 мм, масою 2 т, яку скидали з висоти 5 – 6 м (рис. 5.14).

При улаштуванні подушки під резервуари якість ущільнення контролювали (рис. 5.14, а, б), пристосовуючись до темпів її зведення, й, намагаючись, щоб проміжок часу між відбором зразків не перевищив доби для оперативного коригування технологічного процесу. Було одержано близько 200 зразків ущільненого ґрунту одного генетичного різновиду.



Рис. 5.14 – Зведення ґрунтової подушки важкою трамбівкою під резервуар у с. Качанове

Визначення фізичних і механічних властивостей ущільнених ґрунтів виконували за ДСТУ Б В.2.1-2-96, ДСТУ Б В.2.1-3-96, ДСТУ Б В.2.1-4-96, ДСТУ Б В.2.1-5-96. Визначали фізичні властивості: щільність ґрунту ρ , його частинки ρ_s і скелету ρ_d ; вологість w ; вологість на межі розкочування W_p і текучості W_L ; число пластичності I_p ; показник текучості I_L .

а)



б)



Рис. 5.14 – Методика польових досліджень ущільнених ґрунтів: а, б – відбір зразків ущільнених порід у шурфі, пройденому в штучній основі під резурвуар

Деформаційні показники визначали ущільненням зразків під тиском без можливості бічного розширення ґрунту в приладі КПП-1. Для зразків, відібраних з подушок, проводили penetраційні дослідження з використанням пенетрометру ЛП-1 наконечником із кутом конічності 30° при чотирьох – п'яти ступенях навантаження й кінцевому зануренні конусу $h \geq 1,0$ см. Дані випробувань ґрунтів обробляли, враховуючи лінійну залежність, між зусиллям penetрації P і квадратом глибини занурення наконечника h^2 . Питомий опір penetрації цих ґрунтів дорівнює

$$R = (P \pm P_0) / h^2, \quad (5.2)$$

де P_0 – поправка до зусилля penetрації (координата точки перетину осереднюючої прямої осі зусиль), H , що залежить від ґрунту, умов дослідження.

Про високу якість проведення дослідів свідчить майже функціональна залежність між зусиллям penetрації P і квадратом глибини занурення наконечника h^2 , яка відображена коефіцієнтом лінійної кореляції $r \cong 1,0$.

Після компресії зразки випробували у приладі одноплощинного зрушення ПСГ-2М. За цими даними обраховують значення c та φ .

У результаті отримано достатні вибірки випадкових величин (ВВ) дослідних характеристик і технологічних параметрів. Так їх розмір складав для: вологості $n = 155$, щільності скелета ґрунту $n = 140$, питомого опору penetрації ґрунту $n = 104$, – що значно перевищує мінімально необхідні для даних вибірок об'єми. Виконано статистичний аналіз ВВ фізичних властивостей ущільнених ґрунтів, зокрема, вологості w , щільності ρ й щільності скелета ґрунту ρ_d для розрахунку статистичних параметрів, побудови експериментальних розподілів та їх апроксимації. У табл. 5.2 систематизовано статистичні параметри експериментальних законів розподілу (ЗР) ВВ фізичних характеристик (w , ρ , ρ_d) ущільнених ґрунтів.

**Таблиця 5.2 – Статистичні параметри експериментальних розподілів
ВВ фізичних характеристик ущільненого ґрунту подушок**

Статистичні параметри	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	\bar{X}	\hat{X}	μ_3	μ_4	σ	$\nu, \%$	A	E
лесовий пилюватий супісок і суглинок; укочували 10 – 12 проходами за одним слідом самоскидами (20 т) та 12 – 14 ударами трамбівкою (2 т), яку скидали з висоти 5 – 6 м; товщина шару 0,5 м												
Вологість ґрунту $w, \%$	-0,2	3,6	-0,2	34,6	15,8	9,14	7,01	230,29	3,0	19	0,25	-0,24
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	1,38	7,87	29,9	164,8	1,75	0,002	0,00002	0,00001	0,049	2,8	0,18	-0,78
Питома вага ґрунту $\gamma, \text{кН/м}^3$	-0,5	4,28	-5,4	47,5	19	0,832	-0,02	1,47	0,912	4,8	-0,08	-0,6

Примітка: M₁ – M₄ – моменти 1-4 порядків; \bar{X} – математичне очікування; \hat{X} – дисперсія; μ_3 – центральний момент третього порядку; μ_4 – центральний момент четвертого порядку; σ – середнє квадратичне відхилення (стандарт); ν – коефіцієнт варіації; A – коефіцієнт асиметрії; E – ексцес

Можливий висновок про те, що для апроксимації експериментальних гістограм розподілу ВВ фізичних характеристик (w , ρ , ρ_d) ущільнених ґрунтів у більшості випадків, найбільш коректним є нормальний закон Гауса. Зокрема, критерій Пірсона для аналітичних кривих склав для щільності скелета ґрунту 0,80 – 17,36, для вологості ґрунту – 1,14 – 17,20, для щільності ґрунту – 0,50. Порівнюючи статистичні параметри розподілів ВВ фізичних характеристик ущільнених ґрунтів у тілі подушок, можна зробити висновок, що будівельні властивості ущільненої суміші не погіршуються порівняно з однорідними ґрунтами. Для аналітичного опису експериментального розподілу ВВ фізичних параметрів ущільнених ґрунтів та їх сумішей доцільно використовувати нормальний ЗР.

Отримані експериментальні дані модуля деформації ущільненого ґрунту при різних інтервалах тиску в компресійному приладі ($\sigma = 0,05 \dots 0,1; 0,1 \dots 0,2; 0,2 \dots 0,3$ МПа). Аналізуючи дослідні й аналітичні розподіли ВВ значень модуля деформації E ущільненого ґрунту подушок, можна зробити узагальнення про те, що для них у більшості випадків найбільш коректним для апроксимації є логарифмічно нормальний ЗР.

Для ВВ кута внутрішнього тертя φ нормальний ЗР не дуже відхиляється від експериментальної гістограми. Тому надалі саме цей ЗР використано для апроксимації значень φ . Отримано, що ВВ питомого зчеплення c краще описуються логарифмічно нормальним законом. Взаємозалежні параметри міцності ґрунту φ і c можна описати поверхнею, що проектується на площину паралельну координатній площині питомого зчеплення ґрунту c у виді кривої логарифмічно нормального закону з відповідними параметрами при фіксованому його куті внутрішнього тертя

φ . На площину паралельну координатній площині кута внутрішнього тертя ґрунту φ – кривою нормального закону з відповідними параметрами при фіксованому його питомому зчепленні c . Розподіл ВВ значень питомого опору penetрації R ущільненого ґрунту подушок (рис. 5.15) найкраще апроксимується експоненційним ЗР, хоча у деяких інтервалах спостерігаються достатньо значні відхилення від аналітичної кривої, що підтверджується відповідним критерієм Пірсона $\chi^2_{\text{оест.}} = 34,4$. Статистичні параметри зведені у табл. 5.3.

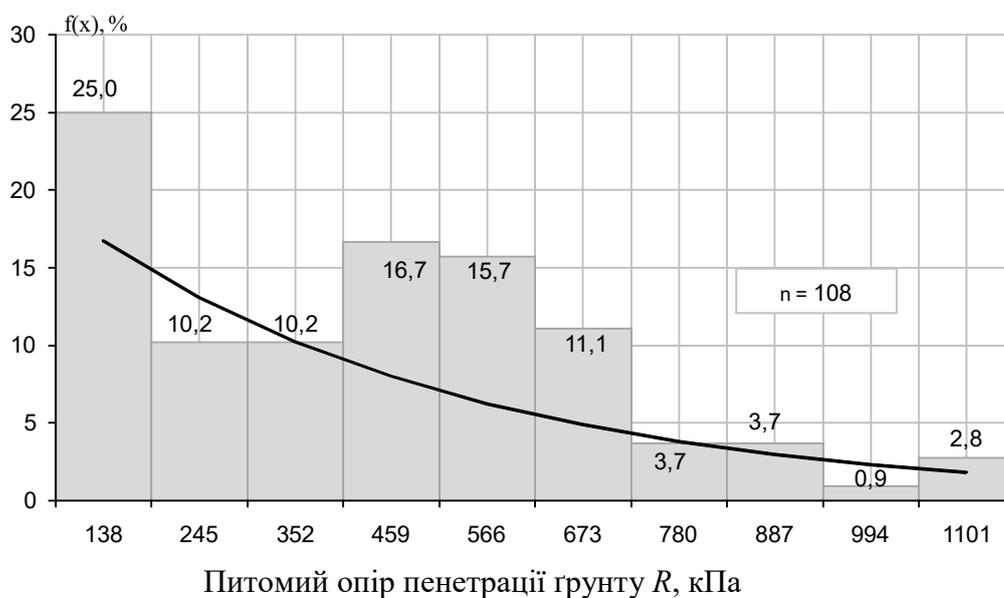


Рис. 5.15 – Типова експериментальна гістограма й аналітичний закон розподілу ВВ питомого опору penetрації ущільненого ґрунту; n – кількість вимірювань ВВ

Таблиця 5.3 – Статистичні параметри експериментальних розподілів ВВ характеристик міцності ущільненого ґрунту подушок

Статистичні параметри	M_1	M_2	M_3	M_4	\bar{x}	\bar{x}	μ_3	μ_4	σ	$v, \%$	A	E
Опір penetрації ґрунту R , кПа	-4,3	23,2	-136,1	853,6	436	62706	88974	10^9	250	57	0,57	-0,2

Примітка: розшифрування найменувань статистичних параметрів див. у примітках табл. 5.2. У дужках приведені дані розподілу логарифму питомого зчеплення $\ln c$

Отже, розподіли ВВ фізичних параметрів ущільнених ґрунтів доцільно апроксимувати нормальним ЗР. Коефіцієнт варіації щільності й щільності скелета ґрунту коливався в межах 2 – 4,4%, а його вологості – 23 – 36%. Коректним розподілом ВВ модуля деформації ущільнених ґрунтів є логарифмічно нормальний. Коефіцієнт варіації E склав 33 – 57%. Кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення ущільнених ґрунтів найкраще описувати відповідно нормальним і логарифмічно нормальним ЗР. Коефіцієнт варіації φ склав 11%, а c – 25%. ВВ питомого опору penetрації R ущільненого ґрунту апроксимуються експоненційним ЗР. Коефіцієнт варіації R склав 57%.

Висновки за розділом 5

1. Результати досліджень впроваджено на кількох об'єктах: при реконструкції нафтового резервуару РВСП-20000 нафтоперекачувальної станції «Августівка» шляхом вертикального армування слабких ґрунтів за умов 9 бальної сейсмічної інтенсивності; при підвищенні штучної динамічної стійкості основ існуючих фундаментів насосних агрегатів станції перекачування нафти у Луганській області за рахунок армування за допомогою пневмопробійників основ існуючих фундаментів.

2. Резервуари нафти і нафтопродуктів відносять до об'єктів підвищеної небезпеки (клас наслідків СС3), що вимагає підвищеної уваги при проектуванні і зведенні даних об'єктів особливо у складних умовах. Ця ситуація викликає необхідність розроблення якісно нових геотехнічних технологій, які б мінімізували ризики й забезпечили безаварійну експлуатацію сучасних РВС, особливо у складних геотехнічних умовах.

Список використаних літературних джерел до розділу 5

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 161 с.
2. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с., вид. друге, переробл. і доповн.
3. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, О.В. Солодянкін, В.Г. Шаповал, О.М. Шашенко, С.В. Біда. – Дн.: «Пороги», 2014. – 232 с.
4. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. – М.: АСВ, 2014. – 728 с.
5. Зоценко М. Л. Бурові ґрунтоцементні палі, які виготовляються за бурозмішувальним методом / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.М. Зоценко. – Х. : «Мадрид», 2016. – 94 с.
6. Innovative projects in difficult soil conditions using artificial foundation and base, arranged without soil excavation / P. Kryvosheiev, G. Farenjuk, V. Tytarenko, I. Boyko, M. Kornienko, M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, V. Siedin, V. Shokarev, V. Krysan // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 3007 – 3010.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Стальні вертикальні резервуари – одні з найнебезпечніших промислових споруд, на рівень експлуатаційної надійності і безаварійності яких активно впливають: 1) достовірність в оцінюванні рівня експлуатаційного навантаження та зовнішніх впливів на об'єкт; 2) адекватність математичних моделей, які застосовують для оцінювання міцності, стійкості й працездатності несучих і огорожувальних конструкцій резервуарів, а також напружено-деформованого стану основ цих споруд; 3) вибір робочих марок сталі та контроль відповідності стандартам; 4) складність інженерно-геологічних умов та коректність прийнятих геотехнічних проектних рішень. Причини руйнування резервуарів при їх зведенні найчастіше пов'язані з недосконалістю методів і технологій виготовлення, монтажу та контролю якості робіт, а також з несвідомим створенням концентраторів напружень у несучих елементах резервуару як при його конструюванні, так і при зведенні. Причинами руйнування РВС при їх експлуатації є природні стихійні лиха й техногенні катастрофи.

2. Підвищення динамічної та статичної стійкості основ чи їх стабілізації при зведенні, випробуваннях та експлуатації резервуарів для нафти і нафтопродуктів досягають поверхневим і глибинним ущільненням ґрунту, а також шляхом армування слабкого масиву жорсткими елементами. На стійкість і напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – резервуар» найбільш істотно впливають: висота наповнення резервуару продуктом; стисливість основи резервуару; конструкція понтону; жорсткість різних типів фундаментів; фізична та геометрична нелінійність моделей при розрахунку стану системи. Правильне врахування цих факторів дозволяє збільшити терміни безаварійної експлуатації резервуарів та періоди без їх капітального ремонту.

3. Максимальний гідродинамічний тиск на основу резервуара зростає при збільшенні рівня його наповнення продуктом, тоді як мінімальна величина його при цьому несуттєво коливається. Має місце велика нерівномірність навантаження на основу резервуара при динамічних впливах, у т.ч. при землетрусах. Висота хвилі в резервуарі істотно зменшується при наливі нижче 5 м. Максимальна висота хвилі 1,33 м в РВС-30000 з рідиною зафіксована при висоті наливу 9,0 м, що на 10% більше, ніж висота хвилі повністю заповненого резервуара.

4. Розроблено ефективні варіанти зменшення статичної та динамічної (сейсмічної) небезпеки резервуарів для нафти і нафтопродуктів за рахунок покращення властивостей ґрунтових основ шляхом їх вертикального армування: 1) обмеження пошкоджень від розрідження «обмежуючим ґрунтовим сейсмічним амортизатором»; 2) метод обмеження бічного зміщення ґрунту за рахунок його армування ґрунтоцементними елементами; 3) спосіб суцільної вертикальної оболонки; 4) метод огороження вертикальними елементами; 5) спосіб суцільної штучної

армованої основи. Ці варіанти дають змогу зменшити вплив динамічного навантаження на надземну частину споруди, зменшити період (підвищити частоту) коливань основи, покращити демпферні її характеристики, призвести до дисипації енергії сейсмічної хвилі, ліквідувати тиксотропні властивості й властивості розрідження ґрунтів в межах штучної основи. Також вони спрямовані на стабілізацію властивостей основи протягом експлуатації на ній інженерних систем в статичному режимі.

5. Результати досліджень впроваджено і апробовано на ряді об'єктів: при реконструкції нафтового резервуару РВСП-20000 нафтоперекачувальної станції «Августівка» шляхом вертикального армування ґрунтоцементними елементами просадочних ґрунтів за умов 9 бальної сейсмічної інтенсивності; способом підвищення динамічної стійкості основ існуючих фундаментів насосних агрегатів станції перекачування нафти за рахунок армування похилими залізобетонними елементами та ін.

6. Доведено, що екологічна безпека територій, на яких розташовані об'єкти видобутку й транспортування нафтогазової сировини, є складною функцією, що враховує надійність самих технологічних об'єктів і ряд внутрішніх та зовнішніх чинників впливу. В умовах Полтавської області одним з пріоритетних факторів є техногенна сейсмічність: джерела техногенної сейсмічності всіх технологічних груп; середовище розташування основних технологічних об'єктів видобутку та транспортування вуглеводневої сировини є одночасно й середовищем розповсюдження техногенного сейсмічного впливу, інтенсивність якого часто перевищує характерні для даної території природні значення.

7. Встановлено, що обов'язковим етапом проектно-конструкторських досліджень на розробку нових або модернізацію об'єктів нафтогазової галузі при існуючому техногенному навантаженні та складних геологічних умовах регіонів видобутку та транспортування нафти повинно бути сейсмічне районування території за чинниками техногенної сейсмічності з розробкою відповідних рекомендацій щодо забезпечення технологічної та екологічної безпеки об'єктів.

Відомості про авторів



Онищенко Володимир Олександрович – доктор економічних наук, професор, ректор Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, професор кафедри нафтогазової інженерії та технологій, дійсний член Української нафтогазової академії, дійсний член Академії будівництва України (АБУ), голова Полтавського територіального відділення АБУ, член президії АБУ, заслужений працівник освіти України (2006 р.), лауреат Державної премії України у галузі науки і техніки (2012 р.).

E-mail: rector@pntu.edu.ua



Винников Юрій Леонідович – доктор технічних наук, професор, виконуючий обов'язки директора навчально-наукового інституту нафти і газу, професор кафедри нафтогазової інженерії та технологій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, дійсний член АБУ, лауреат премії АБУ ім. академіка М.С. Буднікова (2013 р.), член міжнародного товариства з механіки ґрунтів і геотехніки (ISSMGE).

E-mail: vynnykov@ukr.net



Зоценко Микола Леонідович – доктор технічних наук, професор, керівник секції геотехніки та інженерної геології кафедри організації і технології будівництва та охорони праці Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, дійсний член АБУ, лауреат премії АБУ ім. академіка М.С. Буднікова (2004 р.), нагороджений медаллю М.М. Герсеванова, член ISSMGE.

E-mail: zotenco@hotmail.com



Харченко Максим Олександрович – кандидат технічних наук, доцент, виконуючий обов'язки завідувача кафедри нафтогазової інженерії та технологій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, стипендіат Кабінету Міністрів України для молодих учених, лауреат премії АБУ імені академіка М.С. Буднікова (2016 р.), лауреат премії Президента України для молодих учених (2018 р.), член міжнародної спілки нафтовиків (SPE).

E-mail: kharchenkoMO@ukr.net



Ларцева Ірина Ігорівна – кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри нафтогазової інженерії та технологій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, стипендіат стипендії міського голови (2018 р.), лауреат премії АБУ імені академіка М.С. Буднікова (2016 р.).

E-mail: lartsevairyna@gmail.com



Бредун Віктор Іванович – кандидат технічних наук, доцент кафедри прикладної екології та природокористування Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, член-кореспондент Інженерної академії України.

E-mail: bvi37h@gmail.com.



Нестеренко Тетяна Миколаївна – кандидат технічних наук, доцент кафедри нафтогазової інженерії та технологій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.

E-mail: poltava.tanya.nesterenko@gmail.com

Наукове видання

ОНИЩЕНКО Володимир Олександрович

ВИННИКОВ Юрій Леонідович

ЗОЦЕНКО Микола Леонідович

ХАРЧЕНКО Максим Олександрович

ЛАРЦЕВА Ірина Ігорівна

БРЕДУН Віктор Іванович

НЕСТЕРЕНКО Тетяна Миколаївна

**ЕФЕКТИВНІ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНІ
РІШЕННЯ ОБ'ЄКТІВ ЗБЕРІГАННЯ НАФТИ І
НАФТОПРОДУКТІВ У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-
ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ**

МОНОГРАФІЯ

Комп'ютерна верстка

Нестеренко Т.М.

Ларцева І.І.

Авторська редакція

Підп. до друку 04.01.2019 р.

Формат 60x84 1/16.

Папір офсетний. Друк цифровий.

Ум.-друк. арк. –13.54.

Тираж 300 прим. Зам. №27122018/2.

Видавець і виготовлювач – ФОП Пусан А.Ф.

36023, м. Полтава, вул. Нікітченка, 6, кв. 48

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої

справи до Державного реєстру видавців і

розповсюджувачів видавничої продукції

Серія ДК, № 5118 від 07.06.2016 р.
