

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

Кафедра промислового та цивільного будівництва

Кваліфікаційна робота

другий (магістерський)

на тему: **«Дослідження інноваційних гідротехнічних
огорожувальних конструкцій»**

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1924-пцб
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна
інженерія»

освітньої програми «Промислове і цивільне
будівництво»

Назарян Л.А.

Керівник: доц., к.т.н. Самченко Р.В.

Рецензент: проф., д.е.н. Анін В.І.

Запоріжжя
2025 рік

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра Промислового та цивільного будівництва
Рівень вищої освіти другий магістерський рівень
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр та назва)
Освітньо-професійна програма «Промислове і цивільне будівництво»
(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри ПЦБ
проф. Арутюнян І.А.
« 04 » 2025 року

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ

Назарян Лев Арменович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проекту) Дослідження інноваційних гідротехнічних огорожувальних конструкцій

Керівник роботи Самченко Роман Васильович, к.т.н.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом ЗНУ від «27» лютого 2025 року №317-с

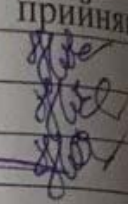
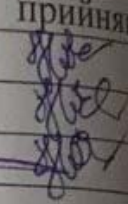
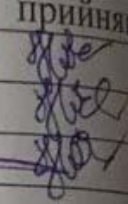
2 Строк подання студентом роботи 17.11.2025 р.

3 Вихідні дані до роботи Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливості розв'язання проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об'єкт досліджень, предмет досліджень

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Виконати огляд наявних теоретичних та інженерних підходів, що застосовуються для оцінювання ефективності гасіння хвиль огорожувальними спорудами неповного вертикального профілю, та провести їх критичне узагальнення. Проаналізувати вплив основних геометричних і конструктивних характеристик споруд на величину хвилюгасіння та встановити їхню відносну значущість. Обґрунтувати та описати комплексну технологію будівництва гідротехнічних споруд.

спрямовану на підвищення їх захищеності та стійкості під дією шкідливих
хвильових процесів.

5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових
креслень) Від восьми графічних аркушів із результатами аналітичних
обґрунтувань наукового напряму досліджень, результатами
експериментальних досліджень, доказами оптимальності запропонованих
методик, результатами чисельних розрахунків із застосуванням сучасних
інформаційних методів досліджень

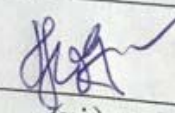
6 Консультанти розділів роботи		Підпис, дата	
Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1	Самченко Р.В., доц.		
Розділ 2	Самченко Р.В., доц.		
Розділ 3	Самченко Р.В., доц.		

7 Дата видачі завдання 04.03.2025 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

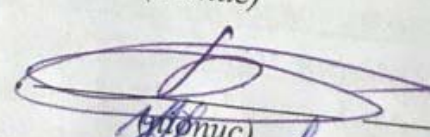
№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Розділ 1 Аналіз сучасного стану досліджень	27 вересня	
2	Розділ 2 Дослідження впливу хвильових навантажень на гідротехнічні об'єкти	25 жовтня	
3	Розділ 3 Технологія будівництва споруд неповного вертикального профілю огорожувального типу	11 листопада	

Студент


(підпис)

Л.А. Назарян
(ініціали та прізвище)

Керівник роботи


(підпис)

Р.В. Самченко
(ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

Н.О. Данкевич
(ініціали та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Назарян Л.А. Дослідження інноваційних гідротехнічних огорожувальних конструкцій.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник Р.В. Самченко. Запорізький національний університет. Інженерний навчально-науковий інститут імені Ю.М. Потебні, кафедра промислового та цивільного будівництва, 2025.

Проведено порівняльний аналіз існуючих методик оцінки затухання хвиль, що дозволив виявити суттєві розбіжності через різну форму поперечного перерізу споруд, характеристики вихідного хвилювання та інші фактори. Особлива увага приділена впливу стоячих і руйнівних хвиль на вертикальні конструкції та специфіці процесів гасіння хвиль залежно від їх типу. Запропоновано комплексний підхід, що поєднує експериментальні дослідження та математичне моделювання, для точного прогнозування хвильових навантажень, визначення зон максимальних ризиків та оптимальних параметрів огорожувальних споруд. На основі аналізу обґрунтовано практичні рекомендації щодо будівництва гідротехнічних споруд, спрямовані на підвищення їх захищеності та стійкості під дією штормових хвильових процесів.

Ключові слова: огорожувальні гідротехнічні споруди, хвильове навантаження, вертикальні конструкції, технологія підводного бетонування.

Список публікацій магістранта:

Назарян Л.А., Самченко Р.В. Дослідження інноваційних гідротехнічних огорожувальних конструкцій. Матеріали IV Міжнародній науково-практичній дистанційній конференції «Modern Science: Trends, Challenges, Solutions» (13-15 листопада 2025 р., м. Ліверпуль, Англія). С. 335-337.

ABSTRAKT

Nazaryan L.A. Research of innovative hydraulic engineering enclosing structures.

Qualification final work for obtaining a higher education degree of master in specialty 192 – Construction and civil engineering, scientific supervisor R.V. Samchenko. Zaporizhia National University. Engineering Educational and Scientific Institute named after Yu.M. Potebny, Department of Industrial and Civil Engineering, 2025.

A comparative analysis of existing methods for assessing wave attenuation was carried out, which allowed to identify significant differences due to the different shape of the cross-section of structures, characteristics of the initial wave and other factors. Special attention is paid to the influence of standing and destructive waves on vertical structures and the specificity of wave damping processes depending on their type. A comprehensive approach combining experimental research and mathematical modeling is proposed for accurate prediction of wave loads, determination of zones of maximum risks and optimal parameters of enclosing structures. Based on the analysis, practical recommendations for the construction of hydraulic structures are substantiated, aimed at increasing their protection and stability under the influence of storm wave processes.

Keywords: enclosing hydraulic structures, wave load, vertical structures, underwater concreting technology.

List of publications of the master's student:

Nazaryan L.A., Samchenko R.V. Research on innovative hydraulic enclosing structures. Materials of the IV International Scientific and Practical Distance Conference "Modern Science: Trends, Challenges, Solutions" (November 13-15, 2025, Liverpool, England). P. 335-337.

ЗМІСТ

ВСТУП	8
1 АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ДОСЛІДЖЕНЬ	11
1.1 Систематизація різновидів хвиль на водному горизонті	11
1.2 Хвильові характеристики, які враховуються при розробленні гідротехнічних об'єктів	15
1.3 Хвилі аномального походження	19
1.4 Основні поняття та характеристика огорожувальних гідротехнічних споруд	20
1.5 Основні категорії споруд гідротехнічного призначення	22
2 ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ХВИЛЬОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ ОБ'ЄКТИ	29
2.1 Загальні відомості	29
2.2 Хвильові навантаження, що діють на гідротехнічні споруди з вертикальною конструктивною схемою	31
2.2.1 Вплив стоячих хвиль на гідростатичні та гідродинамічні навантаження споруд вертикального профілю	33
2.2.2 Хвильові дії на споруди вертикального типу, спричинені розбиваючимися та прибійними хвилями	37
2.3 Вплив хвиль на обтічні конструкції	42
2.3.1 Вертикальні обтічні конструкції	42
2.3.2 Обтічні перешкоди з горизонтальною орієнтацією	47
2.3.3 Гідротехнічні споруди з решітчастою конструкцією	50
2.4 Дія хвильових навантажень на вертикальні циліндричні споруди великого поперечного діаметру	53
2.5 Вплив хвильових дій на споруди укосного типу	59
2.5.1 Хвильове навантаження на споруди з щільними укосами	59
2.5.2 Дія хвиль на споруди, виконані з бутового каменю та блоків складної форми	62

2.5.3 Вибір висотного положення надводних конструктивних елементів гідроспоруд відносно проектних рівнів води	64
2.5.4 Заходи щодо стабілізації та збереження верхніх ґрунтових горизонтів від розмивання поблизу фундаментних конструкцій гідротехнічних об'єктів	71
3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА СПОРУД НЕПОВНОГО ВЕРТИКАЛЬНОГО ПРОФІЛЮ ОГОРОДЖУВАЛЬНОГО ТИПУ	76
3.1 Технологія підготовчих робіт на акваторії	76
3.1.1 Підготовка акваторії до будівництва	76
3.1.2 Влаштування тимчасових споруд	82
3.1.3 Геодезичне забезпечення будівництва на воді	85
3.1.4 Організація водовідведення та пониження рівня води	86
3.2 Технологія влаштування огороджувальних конструкцій	88
3.2.1 Розробка ґрунту в зоні будівництва	88
3.2.2 Монтаж елементів огороджувальних стін	90
3.2.3 Армування та бетонування під водою	94
3.2.4 Підсилення основи споруди	97
3.2.5 Забезпечення стійкості конструкції під час будівництва	98
3.3 Гідроізоляція, дренаж та протифільтраційні заходи	100
3.3.1 Основні принципи водозахисту гідротехнічних споруд	100
3.3.2 Технологія влаштування гідроізоляції	102
3.3.3 Дренажні та водовідвідні системи	103
3.3.4 Захист споруди від хвильового та гідродинамічного впливу	105
3.4 Контроль якості та безпека виконання робіт	107
3.4.1 Технологічний контроль	107
3.4.2 Гідротехнічний та геодезичний моніторинг	109
3.4.3 Вимоги з безпеки під час виконання підводних робіт	110
3.4.4 Екологічні вимоги	111
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	113
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	114

ВСТУП

Актуальність теми. Економічний розвиток України та її роль як транзитної держави значною мірою визначаються обсягами морських перевезень. Це зумовлює потребу у модернізації наявних та створенні нових глибоководних портів, здатних приймати великі сучасні судна. Для підвищення інвестиційної привабливості таких проєктів важливо розробляти ефективні конструкції огорожувальних гідротехнічних споруд (ОГТС), які забезпечують захист акваторії від хвиль і створюють умови для безпечного швартування.

Під час реконструкції портів часто єдиним технічно обґрунтованим рішенням стає спорудження зовнішніх аванпортів на значних глибинах, що потребує зведення власних масивних захисних конструкцій перед старими спорудами. Проєктування нових або оновлених ОГТС потребує точного врахування сил хвильового впливу. Вертикальні конструкції можуть взаємодіяти з різними видами хвиль, а чинні норми зазвичай вимагають завищених позначок надводної частини споруди, повністю виключаючи перелив хвиль на акваторію.

Допустимі параметри хвиль у межах портів регламентуються характеристиками суден та умовами їх постановки біля причалів, оскільки це визначає можливість безпечного виконання швартових операцій. Для берегової інфраструктури обмеження хвильової дії пов'язані із запобіганням руйнування берегів і затопленню прибережних зон.

На практиці більшість питань взаємодії хвиль і ОГТС вирішують за допомогою фізичних експериментів, які доповнюються математичним моделюванням. У роботі розглянуто особливості гасіння стоячих та руйнівних хвиль під час їх переливу через верхню частину споруд неповного вертикального профілю. Оскільки це є плоскою гідродинамічною задачею, обраний відповідний метод дослідження. Отримані результати важливі для обґрунтування можливого

зниження позначок надводних елементів ОГТС та вдосконалення інженерних рішень.

Метою даної магістерської роботи обґрунтування комплексної технології будівництва гідротехнічних споруд на основі аналізу теоретичних положень зменшення амплітуди стоячих і руйнівних хвиль під дією огорожувальних гідротехнічних споруд неповного вертикального профілю.

Для реалізації поставленої мети додатково були визначені й виконані такі **завдання**:

- виконати огляд наявних теоретичних та інженерних підходів, що застосовуються для оцінювання ефективності гасіння хвиль огорожувальними спорудами неповного вертикального профілю, та провести їх критичне узагальнення;
- проаналізувати вплив основних геометричних і конструктивних характеристик споруд на величину хвильогасіння та встановити їхню відносну значущість;
- обґрунтувати та описати комплексну технологію будівництва гідротехнічних споруд, спрямовану на підвищення їх захищеності та стійкості під дією штормових хвильових процесів.

Об’єкт дослідження: технологія будівництва споруд неповного вертикального профілю огорожувального типу.

Предмет дослідження: методи забезпечення стабільності та водозахисту споруд у динамічних умовах водного середовища.

Методи досліджень. Вивчення наукової літератури, нормативних документів і проектної документації. **Методи математичного моделювання та розрахунків.** Методи порівняльного аналізу.

Наукова новизна полягає в уточненні методики вибору оптимальних параметрів огорожувальних конструкцій (планового положення, висоти та геометрії поперечного перерізу), яка враховує просторові особливості розповсюдження хвиль та їх взаємодію зі спорудами неповного профілю.

Методика забезпечує підвищену точність прогнозування хвильових навантажень, що діють на споруди, і може бути використана для оптимізації конфігурації майбутніх огорожувальних систем.

Апробація роботи. Основні положення роботи опубліковані на IV Міжнародній науково-практичній дистанційній конференції «Modern Science: Trends, Challenges, Solutions» у секції «Технічні науки» (2025, м. Ліверпуль, Англія).

Структура роботи. Структурно робота складається з вступу, трьох розділів, висновків. Загальний обсяг 115 сторінок. Включає 55 рисунків, 9 таблиць, список використаних джерел з 18 пунктів.

1 АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1 Систематизація різновидів хвиль на водному горизонті

Процес хвилювання являє собою рух рідкого середовища, під час якого швидкість переміщення форми хвилі не збігається зі швидкістю переміщення окремих частинок води. Саме завдяки хвильовим механізмам відбувається перенесення енергії, зокрема сонячного випромінювання, звукових коливань, радіохвиль, а також різних форм руху водних мас. Якщо головною рушійною силою хвилеутворення є дія гравітації, такі хвилі класифікують як гравітаційні. Поява гравітаційних хвиль зумовлена будь-яким зовнішнім впливом, здатним порушити рівновагу водної поверхні. Відповідно до природи цих чинників хвилі поділяють на такі категорії:

- цунамі, які виникають унаслідок сейсмічної активності — тектонічних зсувів морського дна або підводних вулканічних вивержень;
- вітрові хвилі, що формуються при тривалому впливі повітряних потоків на поверхню води;
- приливні хвилі, породжені гравітаційним впливом Місяця та Сонця на океанічні водні маси;
- сейші, що спостерігаються в закритих або частково закритих водоймах і викликані різкою зміною атмосферного тиску чи згінно-нагінними явищами; їхній період відповідає або є кратним власним коливанням водойми;
- тягун, який проявляється у вигляді низькочастотних коливань рівня води після завершення штормових процесів.

Серед перелічених хвильових явищ найбільше практичне значення для оцінювання впливу на гідротехнічні споруди мають саме гравітаційні вітрові

хвилі. Систематизація цих хвильових процесів наведена на рис. 1.1 і дає змогу відобразити фізичні властивості кожного різновиду.

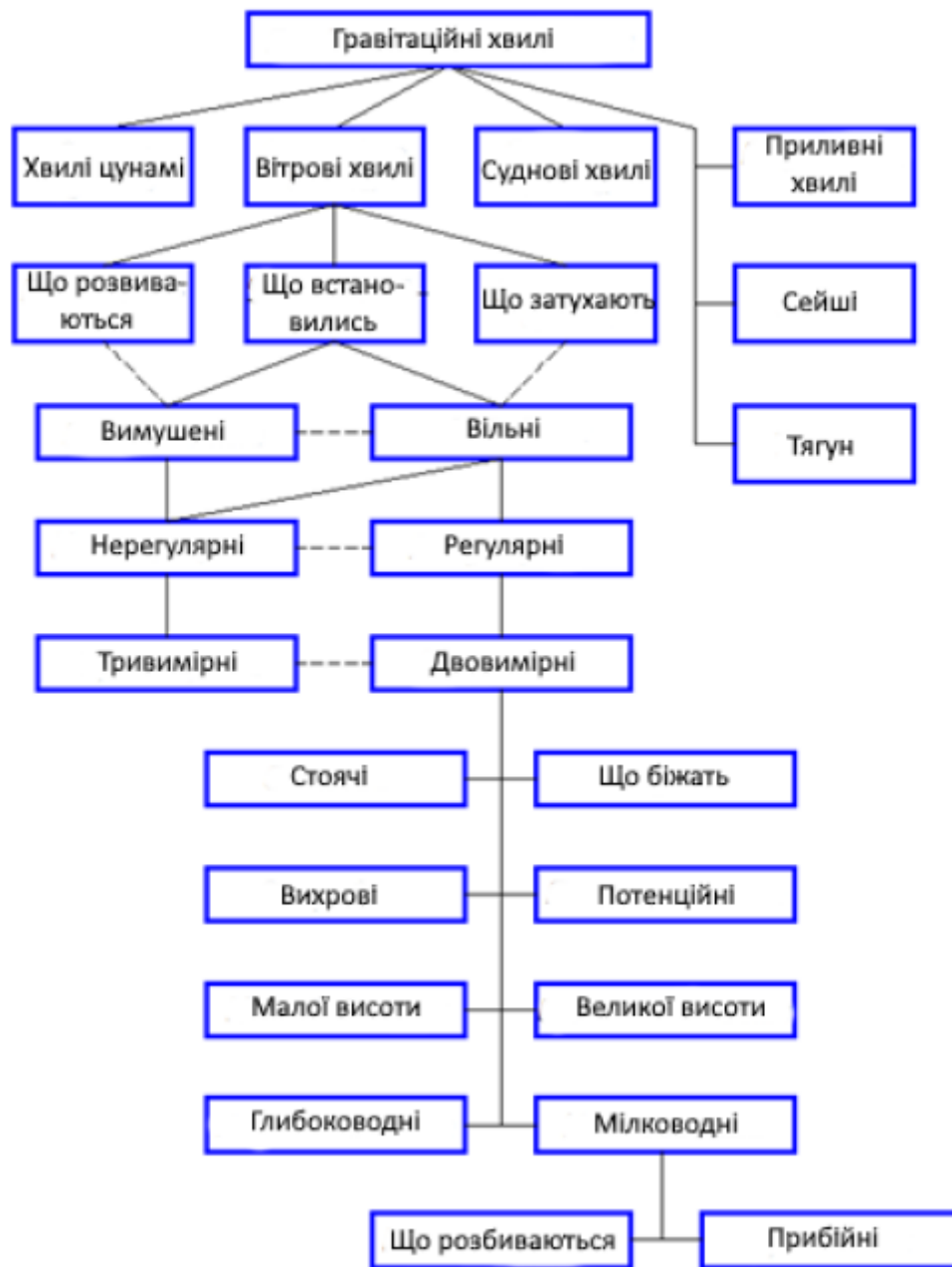


Рисунок 1.1 – Різновиди хвиль

Теоретичний аналіз вітрового хвилювання потребує низки спрощень та ідеалізацій, які дозволяють відтворити основні особливості певного типу хвиль. Найпоширеніші моделі гідродинамічного та спектрального підходів виходять із припущення, що вода є ідеальною важкою рідиною без в'язкості, а хвильовий

рух є потенційним, тобто безвихровим. Варто зазначити, що такі допущення добре корелюють із даними експериментальних і натурних спостережень, забезпечуючи достатню точність у розрахунках параметрів хвилювання та особливостей внутрішньої структури хвиль [2].

У межах лінійної спектральної теорії розглядають нерегулярні двовимірні й тривимірні хвильові поля. Під нерегулярними хвилями мають на увазі такі, параметри й конфігурація яких непередбачувано змінюються як уздовж акваторії, так і у вибраній точці морської поверхні в різні моменти часу.

Гідродинамічні підходи дозволяють описувати різні типи двовимірних хвильових процесів. До цієї групи відносять хвилі, форма та характеристики яких залишаються постійними як у вибраній точці, так і вздовж усієї довжини їхнього поширення, не змінюючись у часі. До таких хвиль належать подані нижче типи:

- поодинокі хвилі, що являють собою окремі збурення, які переміщуються по водній поверхні без формування западини;
- регулярні хвилі, параметри яких не змінюються в часі на певній ділянці акваторії; вони поділяються на гармонійні (синусоїдальні), що описуються лінійною теорією або початковими рівняннями нелінійного наближення, та негармонічні — із більш загостреними й піднятими гребенями порівняно з западинами, які відтворюються за допомогою вищих наближень нелінійних моделей;
- хвильові групи, що трактуються з теоретичних позицій як суперпозиція двох гармонічних коливань із близькими, але не однаковими частотами, які рухаються в одному напрямку.

На відміну від одиночних хвиль, різні види регулярних хвиль, у тому числі й хвильові групи, належать до класу періодичних коливань.

Зазначеним теоретичним моделям можуть відповідати такі природні явища: розбиваючі та прибіжні хвилі співвідносяться з одиночними; хвилі зибі, що формуються як на глибокій воді, так і на порівняно мілких ділянках акваторії,

відповідають регулярним хвилям (за малої висоти вони майже гармонійні, а за більшої — набувають асиметричного профілю, що особливо помітно на мілководді); двовимірні вітрові хвилі найчастіше реалізуються у вигляді хвильових груп.

Особливості формування та розвиток вітрових хвиль істотно залежать від глибини водойми. Підходячи до узбережжя, хвилювання проходить через чотири характерні зони, які класифікують на основі відносної глибини d/λ (рис. 1.2).

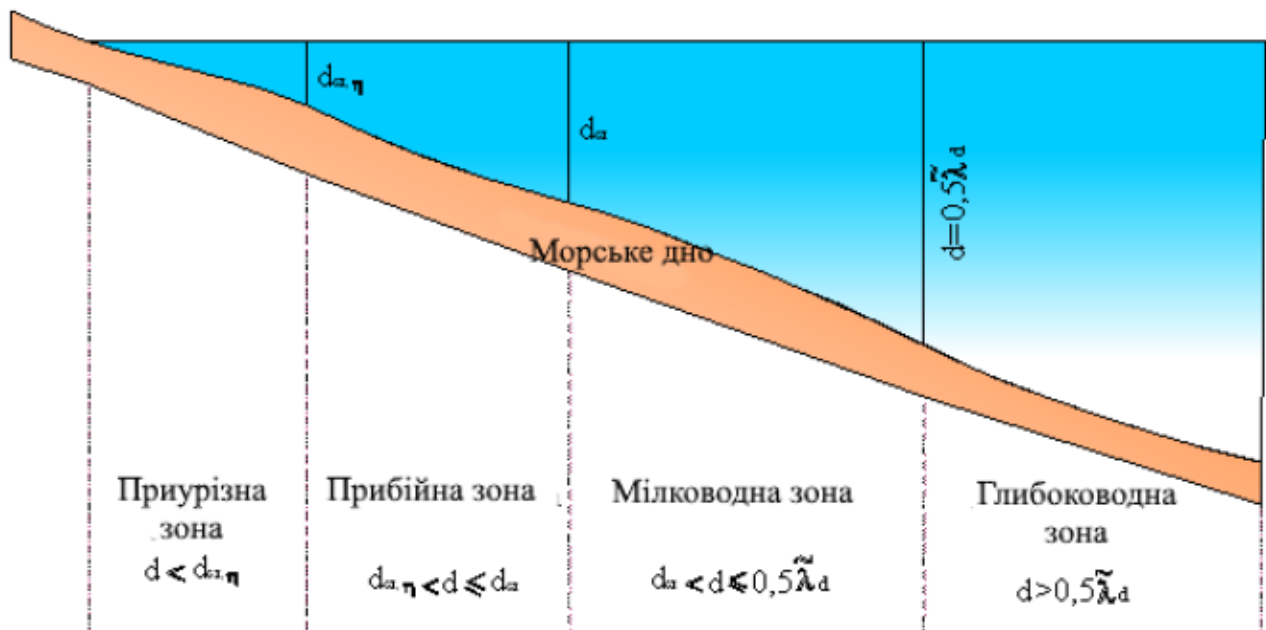


Рисунок 1.2 – Зони глибин води

У першій зоні, тобто на глибоководних ділянках, де виконуються умови $d > 0,5\lambda_d$, морське дно не чинить помітного впливу на хвильові процеси (тут λ_d — середня довжина хвилі в межах штормової системи на великих глибинах). Рух частинок води має майже правильну кругову траєкторію, радіус якої зменшується зі збільшенням глибини, а поступальна складова залишається дуже малою. Такий тип хвилювання повністю узгоджується з рівняннями Герстнера.

У другій зоні, що охоплює мілководдя з умовою $d_{cr} < d < 0,5\lambda_d$, хвильовий режим поступово трансформується. Об’ємні хвилі переходять у плоскі (двовимірні), а кругові траєкторії частинок води набувають форми еліпсів.

Позначена глибина d_{cr} відповідає моменту виникнення першого обвалу хвилі. Цей робочий інтервал найточніше описується рівняннями Стокса.

У третій зоні, тобто в прибійній частині (глибини між d_{cr} і $d_{cr,u}$), хвилювання зазнає істотної зміни форми. Частинки рідини рухаються по відкритих, петлеподібних орбітах, а загальний потік переміщується у напрямку берега. Для математичного опису таких процесів застосовують моделі одиночної хвилі, розроблені Релеєм та Мак-Коуеном.

У четвертій зоні — прибережній, де глибина $d < d_{cr,u}$, хвиля остаточно руйнується. Станом на сьогодні повного теоретичного опису механізму руйнування хвиль не існує.

Оскільки сучасні гідротехнічні споруди будуються в межах усіх зазначених зон, залежно від їх призначення, фахівці з морського будівництва повинні під час проектування правильно оцінювати хвильові навантаження. Це можливо лише за умови детального врахування специфіки хвильового режиму, характерної для кожної з наведених зон.

1.2 Хвильові характеристики, які враховуються при розробленні гідротехнічних об'єктів

Під час визначення максимальних хвильових навантажень на морські гідротехнічні об'єкти, що споруджуються у відкритому морському просторі, необхідно володіти детальними даними щодо характеристик хвиль, які виникають під час штормів з дуже малою частотою повторення. Під розрахунковим штормом розуміють такий штормовий епізод, що може спостерігатися в зоні передбачуваного будівництва один раз за визначений часовий інтервал і характеризується такою швидкістю, напрямком і тривалістю вітру, які формують хвилювання з максимально можливими для цього періоду

спостереження параметрами. Виходячи з категорії капітальності споруди, розрахунковими приймають шторми з повторюваністю один раз на 25, 50 або 100 років.

Ключовими показниками, що визначають геометричні та кінематичні властивості хвилювання, є: висота хвилі h , період T та довжина хвилі λ . При цьому висота та період є незалежними величинами, тоді як довжина хвилі визначається періодом T та глибиною d .

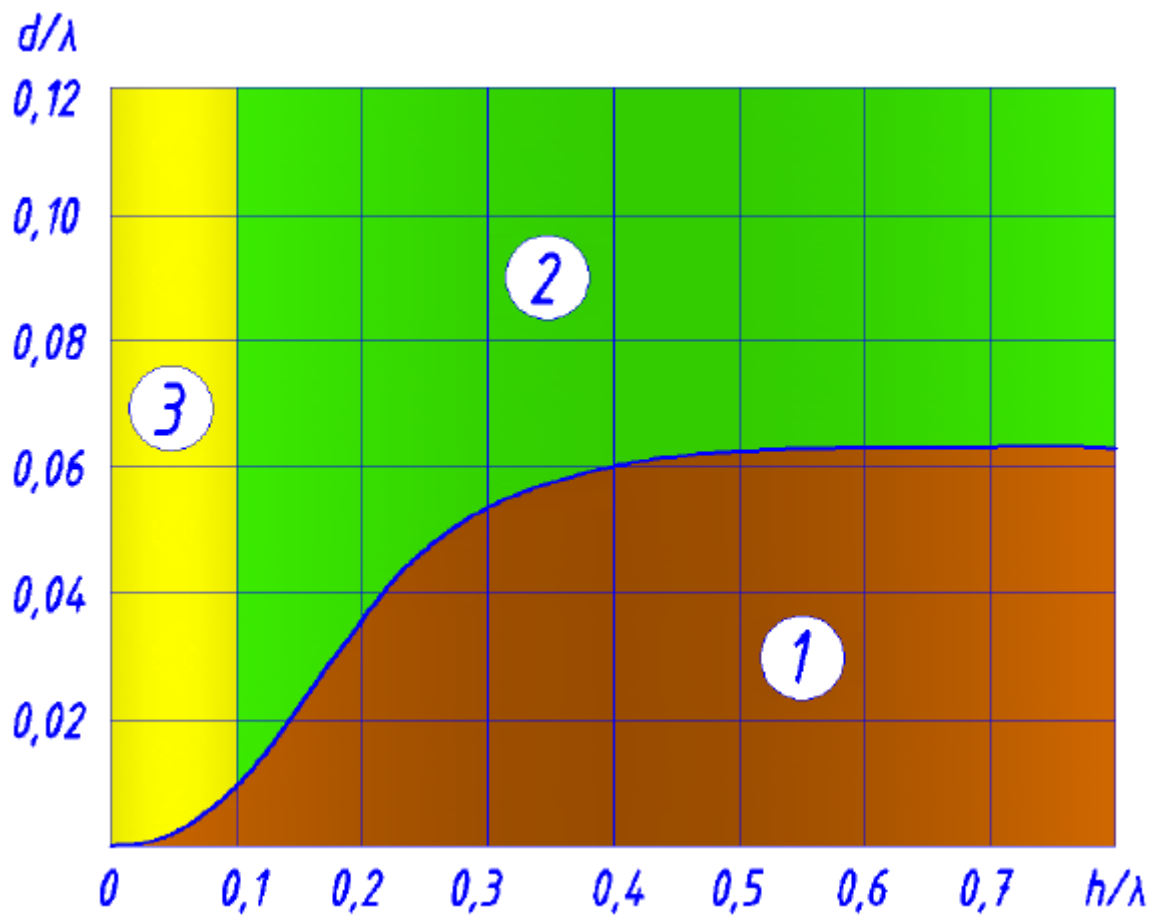


Рисунок 1.3 – Область застосування різних теорій хвиль:
 1 – теорія хвиль малої амплітуди; 2 – теорія хвиль Стокса;
 3 – теорія кноїдальних хвиль

Вибір розрахункових параметрів хвиль здійснюється з урахуванням детерміністичного або ймовірнісного підходу, а також з урахуванням характеру

хвильового впливу та конструктивного типу споруди. За ймовірнісного підходу розрахунковими параметрами вважаються середньостатистичні значення хвиль у період розрахункового шторму — середня висота h , середній період T та середня довжина λ , а також спектральна густина хвиль $S(\omega)$ у зоні розташування майбутньої споруди.

У детерміністичному підході, що широко застосовується в інженерній практиці, як основні розрахункові використовують параметри регулярних хвиль. У цьому випадку розрахунковою висотою хвилі приймають висоту хвиль зі штормової системи з заданою забезпеченістю $i\%$, яка визначається відповідно до класу капітальності споруди згідно з вимогами СНиП 2.06.04-82 [1]. Період і довжина хвиль обираються рівними середнім значенням T та λ , що спостерігалися під час шторму розрахункової забезпеченості. Зазначена методика призначення хвильових параметрів базується на великому масиві натурних вимірювань, підтверджена практичними дослідженнями й отримала широке застосування у проєктуванні гідротехнічних споруд.

Середні статистичні характеристики хвиль визначаються комплексом хвилеутворюючих факторів, серед яких ключову роль відіграють швидкість і напрям вітрових потоків з урахуванням їх просторового розподілу над морською поверхнею, тривалість дії вітру, протяжність розгону шторму, глибини води вздовж його траєкторії та морфологія дна. Під час визначення параметрів хвилювання за розрахункову вітрову швидкість V_w приймають значення, виміряне на висоті 10 м над розрахунковим горизонтом води, отримане за інтервал 10-хвилинних безперервних вимірювань. Вважається, що швидкість залишається сталою, якщо її коливання не перевищують $\pm 10\%$, а напрям не відхиляється від основного більш ніж на $\pm 22,5^\circ$.

Під довжиною розгону шторма розуміють відстань між точкою розташування споруди та районом зародження штормового явища. Якщо об'єкт проєктування знаходиться на значних глибинах, а довжина розгону перевищує 100 км, під час розрахунків додатково враховують просторово-часовий розподіл

вітрових полів та їх мінливість. На характеристики хвилювання істотно впливають рельєф морського дна, а також наявність островів, підводних мілин чи банок на шляху поширення хвиль. За таких умов розрахунки виконують із використанням спектральної теорії хвиль та спеціальних методик, що враховують кутову структуру розподілу енергії хвиль.

У практиці інженерних розрахунків часто застосовується спрощений підхід, який передбачає прийняття постійних значень глибини, напрямку й швидкості вітру вздовж розгону за умови достатньої тривалості його дії. Такі ситуації відповідають стадії встановленого хвилювання, коли формуються найінтенсивніші та найрідкісніші шторми, під час яких висоти, періоди та довжини хвиль практично не змінюються.

У нормативному документі [1] наведено перевірену на практиці методику визначення середніх параметрів хвиль у межах розрахункового шторму з урахуванням довжини розгону, конфігурації дна та глибини, а також особливостей трансформації та рефракції хвиль при наближенні до споруд. Використовуючи відносні параметри, що характеризують інтенсивність шторму (де V_w — розрахункова швидкість вітру, м/с; L — довжина розгону, м; d — глибина води, м), визначають основні середні показники хвиль: висоту h , період T та довжину хвилі λ . На рис. 1.7 наведено відповідні нормативні графіки.

Знаючи середні хвильові характеристики для шторму певної повторюваності, за графіками на рис. 1.8 можна отримати розрахункову висоту хвилі із заданою забезпеченістю згідно з вимогами норм. Такий підхід до визначення параметрів випадкового вітрового хвилювання широко застосовується у проектній практиці при оцінці хвильових навантажень на морські гідротехнічні споруди.

Добре відомо, що при наближенні до берега хвилі зазнають трансформації: змінюється не лише їх геометрія, а й орієнтація фронту. Під впливом рельєфу дна хвилі прагнуть наблизитися до берега майже перпендикулярно, що

пояснюється явищем рефракції — викривленням напрямку руху фронту хвиль. У процесі цього змінюються й інші параметри хвильового руху (див. рис. 1.4).

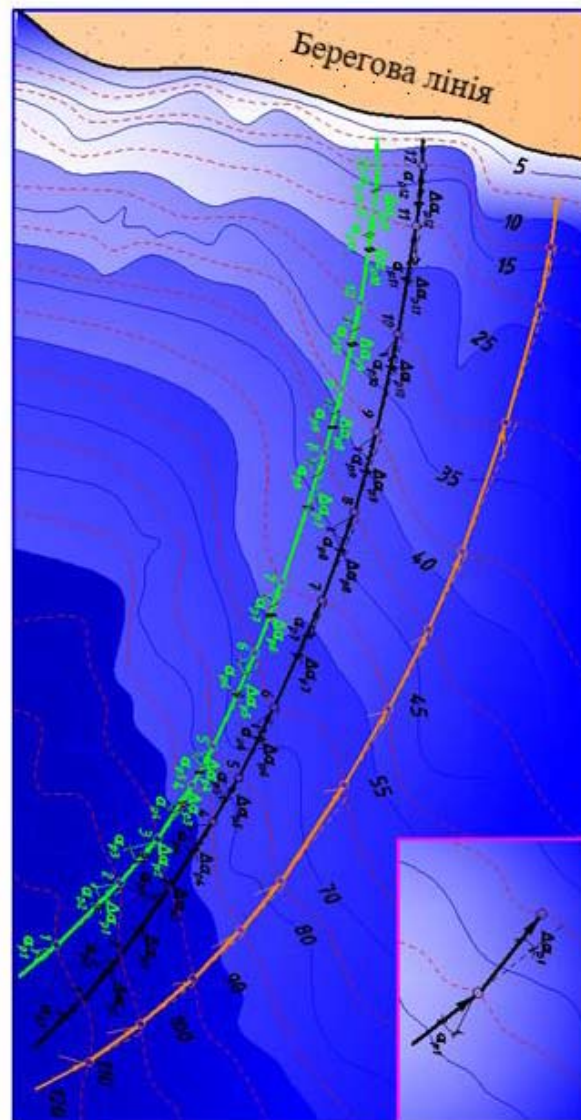


Рисунок 1.4 – Трансформація та рефракція штормових хвиль

1.3 Хвилі аномального походження

До категорії аномальних хвиль, насамперед, відносять хвилі цунамі, які формуються внаслідок підводних вулканічних вивержень або землетрусів, епіцентри яких розташовані безпосередньо під донною поверхнею морів та

океанів. Динамічний тиск хвиль цунамі на берегові зони та морські гідротехнічні споруди може спричиняти їх масштабні пошкодження й руйнування, що нерідко супроводжується великими людськими втратами. Останніми роками в державах, де активно освоюються морські родовища нафти і газу, активно виконуються теоретичні та експериментальні дослідження, спрямовані на оцінку впливу таких хвиль на різні конструктивні типи нафтогазових гідротехнічних споруд.

Окрім сейсмічних цунамі, у світовому океані та на окремих морських акваторіях зафіксовано появу аномальних хвиль іншої природи. Такі хвильові утворення спостерігалися на фоні вітрового хвилювання різної інтенсивності і отримали назву «хвилі-вбивці». У морській практиці відомі численні випадки їхнього раптового впливу на сучасні судна, що призводило до серйозних пошкоджень кораблів або навіть до їх повного знищення.

На одній із норвезьких стаціонарних платформ у Північному морі було зафіксовано хвилю висотою понад 26 м. Подібні хвилі становлять значну небезпеку не лише для суден нового покоління, але й для стаціонарних та плавучих нафтогазових споруд, що працюють на шельфі в умовах відкритого моря. Дослідження природи таких хвиль є актуальним завданням для фахівців-океанологів, суднобудівельників та інженерів-гідротехніків, оскільки аварії суден (зокрема танкерів) та руйнування морських промислових споруд, як показує світовий досвід, можуть спричиняти масштабні регіональні екологічні кризи.

1.4 Основні поняття та характеристика огорожувальних гідротехнічних споруд

Огороджувальні гідротехнічні споруди (ОГТС) належать до найдавніших інженерних конструкцій, що застосовуються в морській інфраструктурі.

Проектування нових об'єктів та модернізація існуючих споруд потребують постійного вдосконалення методів оцінювання дії хвильових навантажень, які формуються під впливом вітрового хвилювання. Основними зовнішніми чинниками, що визначають роботу ОГТС, є хвильові та льодові впливи, а також сейсмічні коливання [3]. Найбільш поширеними типами таких споруд є гравітаційні конструкції з вертикальною стінкою, які зазвичай встановлюються на кам'яних постелях [4].

Проблематика взаємодії регулярних хвиль із вертикальними непроникними перешкодами в умовах плоскої схеми хвильового процесу досліджувалася ще у XIX–XX століттях. Суттєвий внесок у вивчення хвильових процесів зробили роботи Герстнера Стевенсона (1864), Корналіа (1881), Гайяра (1909), Бенезієй (1923), Сенфлу (1928) та багатьох інших дослідників [5-6].

В Україні питання силової взаємодії хвиль із вертикальними непроникними стінками також отримали значний розвиток. Вагомий внесок у становлення теорії морських хвиль і методів розрахунку хвильових навантажень зробили академіки, а також провідні вчені у галузі гідравліки та гідротехніки: В.А. Воскобійник, А.М. Рокочинський, Б.М., С.В. Руденко, В.В. Яковлев, С.І. Рогачко. Їхні дослідження сформували наукову основу сучасних підходів до розрахунку гідродинамічних дій на інженерні споруди.

Разом з тим, чинні нормативні документи України [2-4], спеціалізовані посібники та доступні літературні джерела досі не містять достатньо докладних рекомендацій щодо оцінювання впливу хвиль на вертикальні ОГТС у випадках, коли спостерігається перелив хвиль через їхню верхню будову. При цьому для практичної експлуатації портових акваторій важливими є саме параметри хвиль, які досягають захищеної зони.

Факти переливу хвиль через верхні елементи огорожувальних конструкцій неодноразово фіксувалися в портах Чорного та Середземного морів. Подібні процеси характерні як для споруд, що перебувають у стадії будівництва, так і для екстремальних явищ типу хвиль цунамі. До ОГТС неповного профілю

належать конструкції, які не забезпечують повного перекриття хвилі, дозволяючи перелив гребеня через верхню частину та спричиняючи зміну її початкових характеристик (довжини, висоти тощо).

Допустимі висоти хвиль [7] у межах портових акваторій визначаються нормативами, що ґрунтуються на багаторічному досвіді експлуатації морських портів і враховують безпечне обслуговування суден різних класів. Проблемам впливу хвильових навантажень на гідротехнічні споруди присвячено значну кількість наукових, що підкреслює актуальність та багатогранність цієї тематики.

1.5 Основні категорії споруд гідротехнічного призначення

Як відомо, гідротехнічні споруди, що піддаються впливу вітрових хвиль, класифікують за функціональним призначенням і конструктивними характеристиками [8]. Проте з точки зору поширення хвиль усі інженерні об'єкти можна розглядати як різні типи перешкод. В цілому їх умовно поділяють на чотири основні класи [9].

До першого класу відносяться конструкції у вигляді суцільних вертикальних стінок. Перш за все, це огорожувальні споруди, призначені для захисту портових акваторій від штормових хвиль (моли, хвилеломи, див. рис. 1.5), а також штучні острови, сформовані з великих масивів для облаштування морських нафтових і газових родовищ на відносно мілководних ділянках (рис. 1.6).

Поперечні розміри таких огорожувальних споруд [10] у напрямку розрахункового фронту хвиль значно перевищують їхню довжину. Коли хвилі підходять до таких конструкцій, вони зазнають практично повного відбиття. Якщо фронт хвиль перпендикулярний до довгої вертикальної стінки, відбиті

хвилі рухатимуться назустріч новим підходящим хвилям, формуючи стоячі хвилі. При цьому довжина хвиль залишається сталою, а їх висота може збільшуватися вдвічі. Явище дифракції та обтікання обмежене кінцями споруд і має враховуватися під час оцінки силового впливу хвиль у проектуванні.

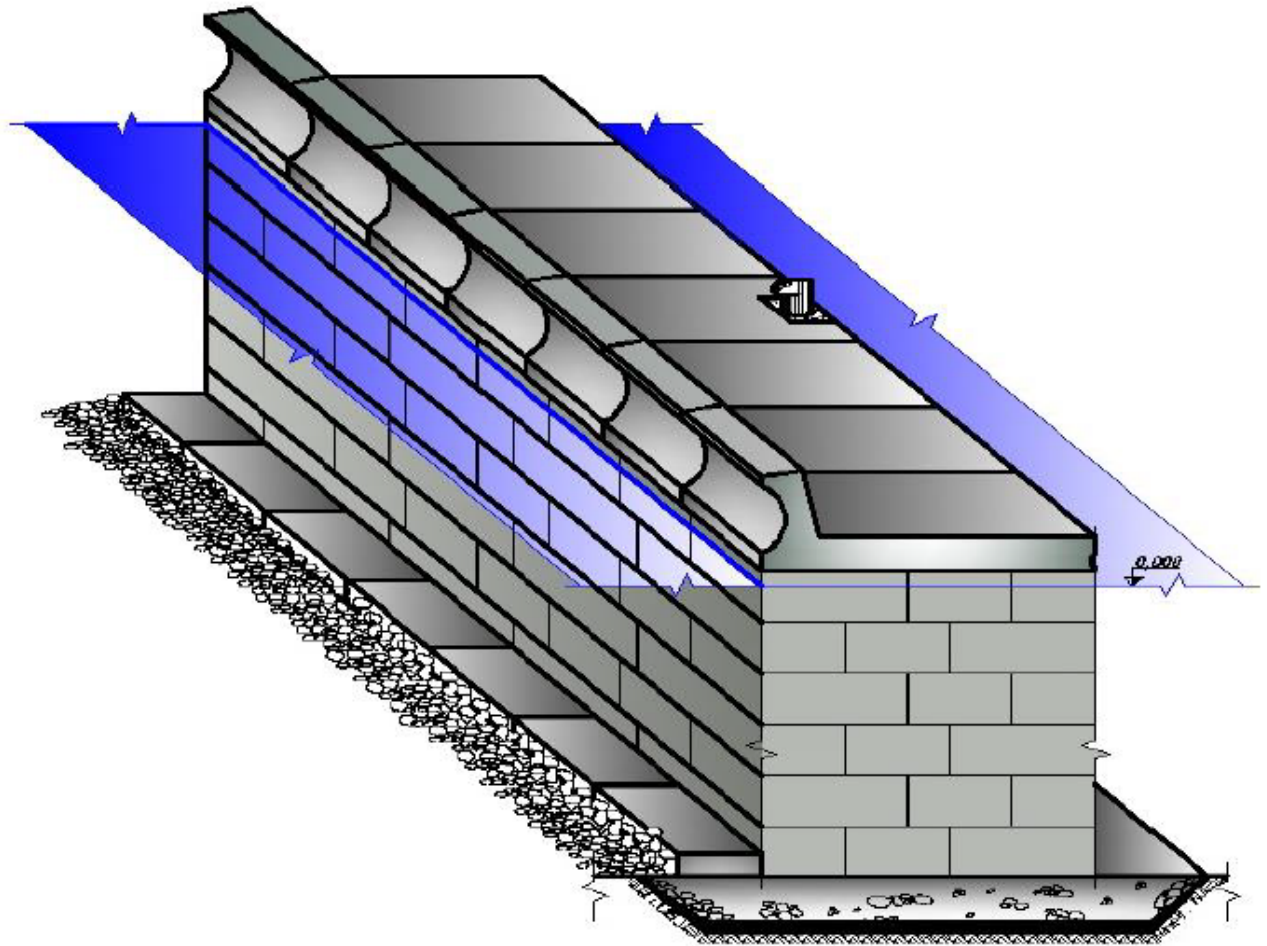


Рисунок 1.5 – Фрагмент огорожувальної споруди вертикального профілю

Другий клас включає обтічні перешкоди, що є конструктивними елементами гідротехнічних споруд наскрізного типу. Слід зауважити, що в природі немає ідеально обтічних тіл. Проте до таких перешкод відносять конструкції або їх елементи, поперечні розміри яких не перевищують $0,1 \lambda$ довжини хвилі λ . Вважається, що при взаємодії хвиль з такими об'єктами не відбувається істотної зміни їх форми та кінематичних характеристик. Прикладом

є нафтові платформи та опори естакад наскрізного типу для видобутку вуглеводнів у незамерзаючих морях на значних глибинах ($d/\lambda \geq 0,5$, $0,5d/\lambda \geq 0,5$), які показані на рис. 1.7, а також високі пальові ростверки [11-12].

Третій клас гідротехнічних споруд займає проміжне положення між суцільними вертикальними конструкціями та обтічними перешкодами.

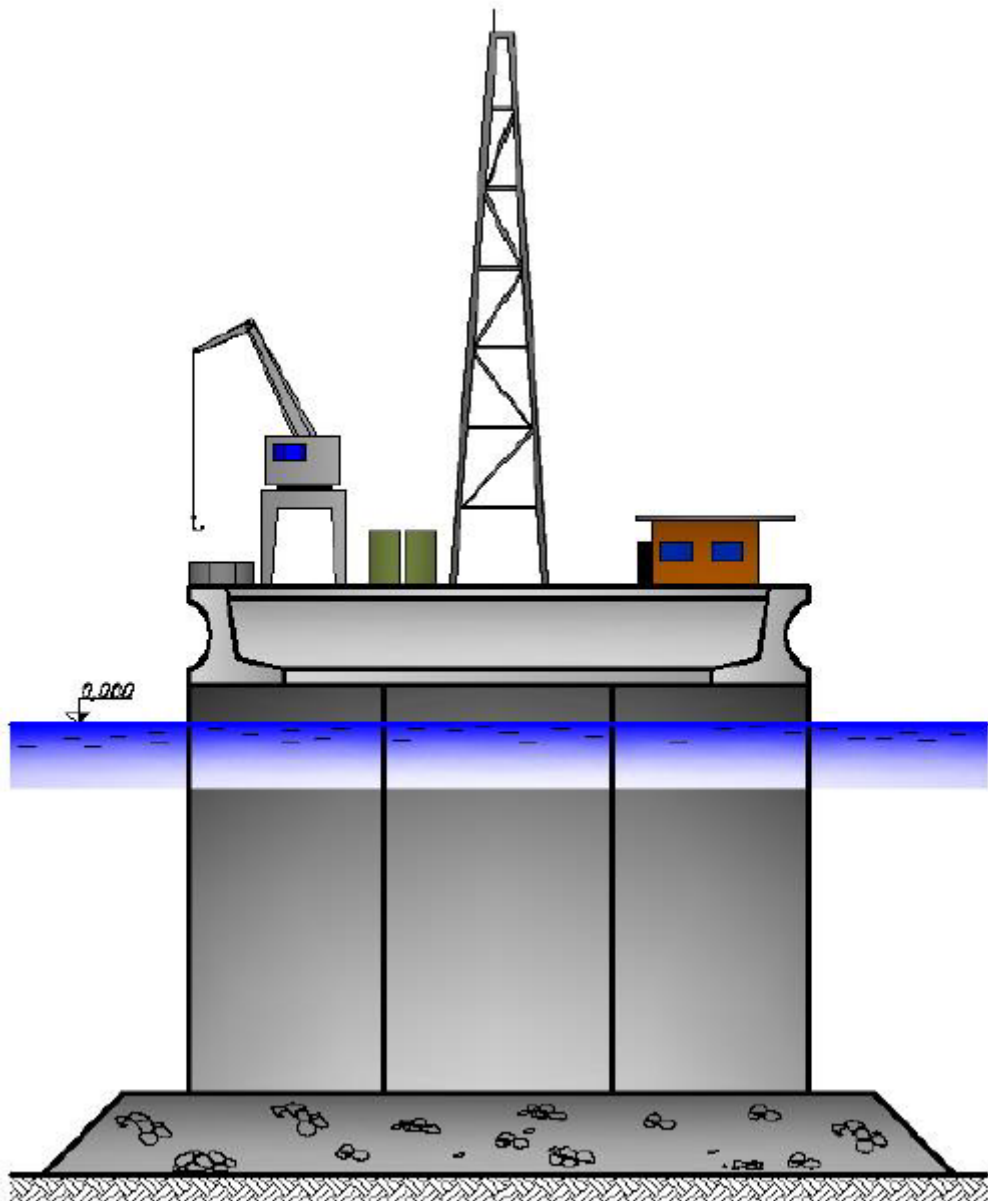


Рисунок 1.6 – Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда

Поперечні розміри цих споруд у порівнянні з довжиною розрахункової хвилі знаходяться в межах $\lambda \geq d \geq 0,1\lambda$, $\geq d \geq 0,1\lambda$. Під впливом вітрових хвиль на такі

споруди переважає явище дифракції [7]. Крайні ділянки перешкод зазнають обтікання хвильовими потоками, тоді як у центральній частині, перпендикулярній до фронту хвиль, відбувається часткове або повне відбиття хвиль, що створює ефект інтерференції. Співвідношення між цими процесами визначається відносною глибиною води d/λ та відносним діаметром перешкоди b/λ . До цього класу насамперед належать морські нафтогазопромислові споруди, розташовані на шельфі та експлуатовані в умовах відкритого моря (див. рис. 1.7 та 1.8).

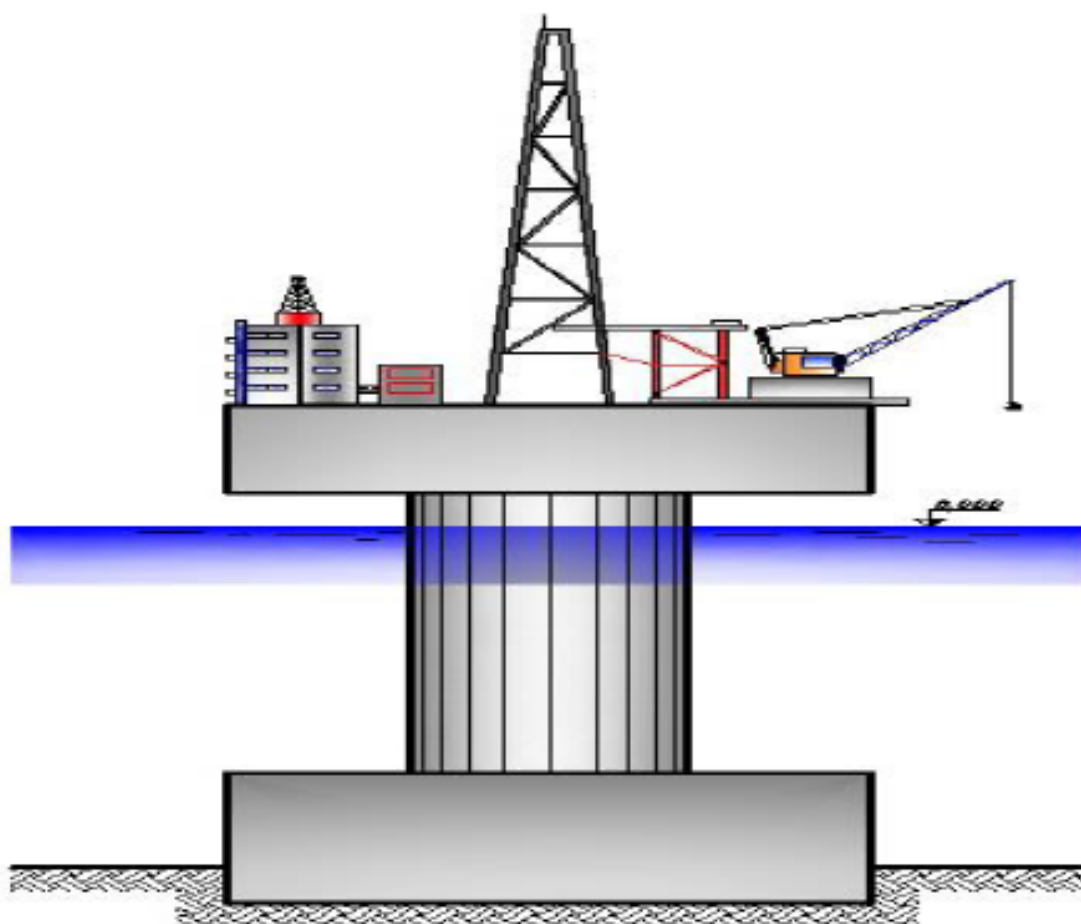


Рисунок 1.7 – Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда типу "Монопод"

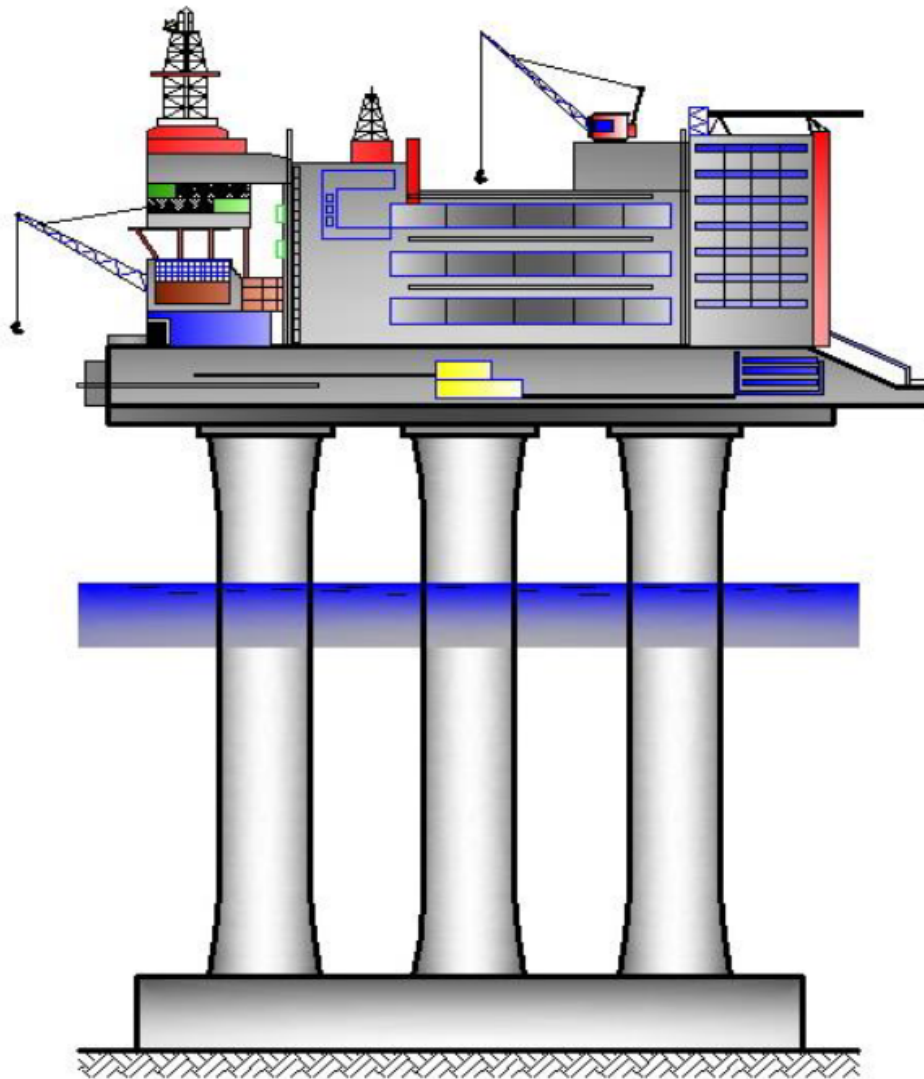


Рисунок 1.8 – Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда на кількох циліндричних опорах

З оболонок великого діаметра на мілководді можуть формуватися МНГС острівного типу при облаштуванні родовищ вуглеводнів [8]. Слід також зазначити, що портові гідротехнічні споруди, зокрема огорожувальні та причальні споруди, включно з рейдовими причалами, виготовлені з великих оболонок, також відносяться до цього класу (рис. 1.9 та 1.10).

Четвертий клас включає укисні гідротехнічні споруди: земляні дамби (рис. 1.11), моли та хвилеломи з кам'яного насипу (рис. 1.12), а також берегоукріплювальні споруди (рис. 1.13), у яких укуси додатково захищені бетонними плитами [9].

Особливості оцінки хвильових навантажень на споруди третього та четвертого класів потребують врахування специфіки їх конструкцій. Вказівки щодо розрахунку таких гідротехнічних об'єктів містяться у відповідних нормативних документах [2-4]. Нижче представлені методи визначення хвильових впливів на гідротехнічні споруди.

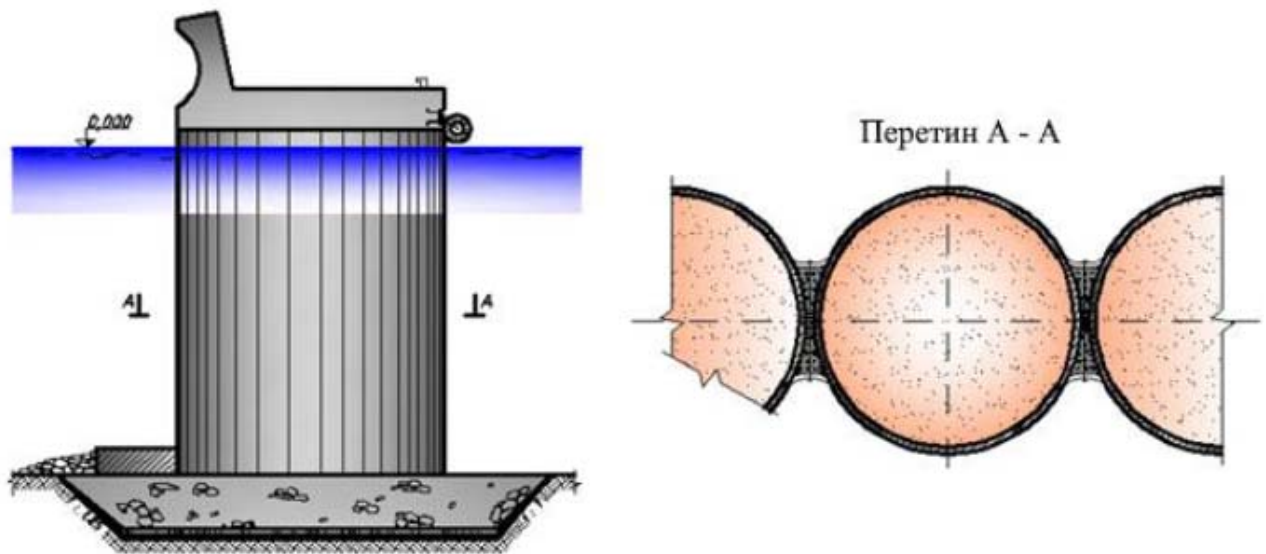


Рисунок 1.9 – Огороджувальна споруда з оболонок великого діаметру

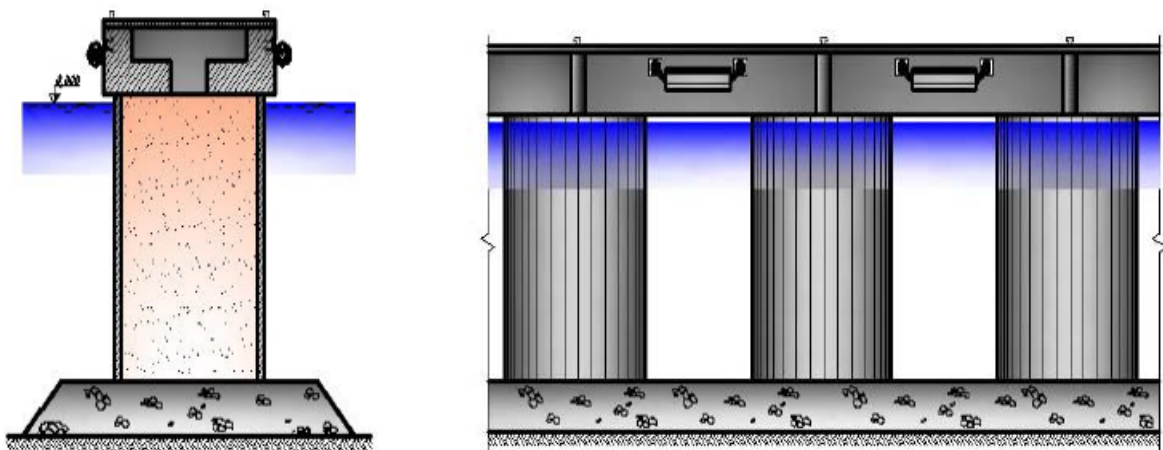


Рисунок 1.10 – Причальна споруда на оболонках великого діаметру

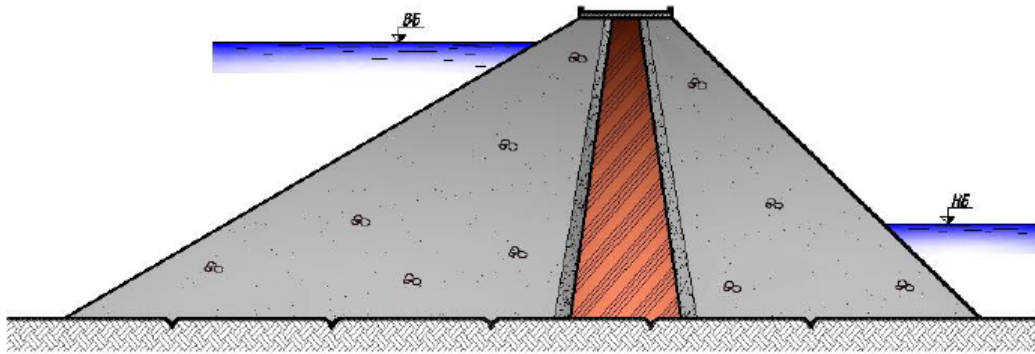


Рисунок 1.11 – Земляна гребля

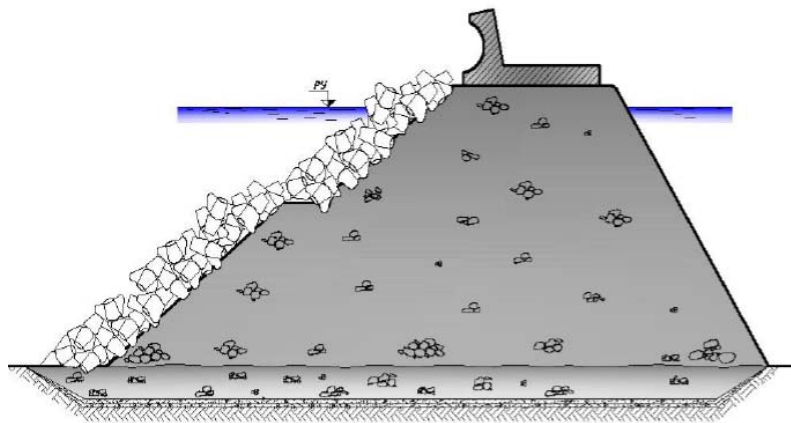


Рисунок 1.12 – Огороджувальна споруда з кам'яного начерку

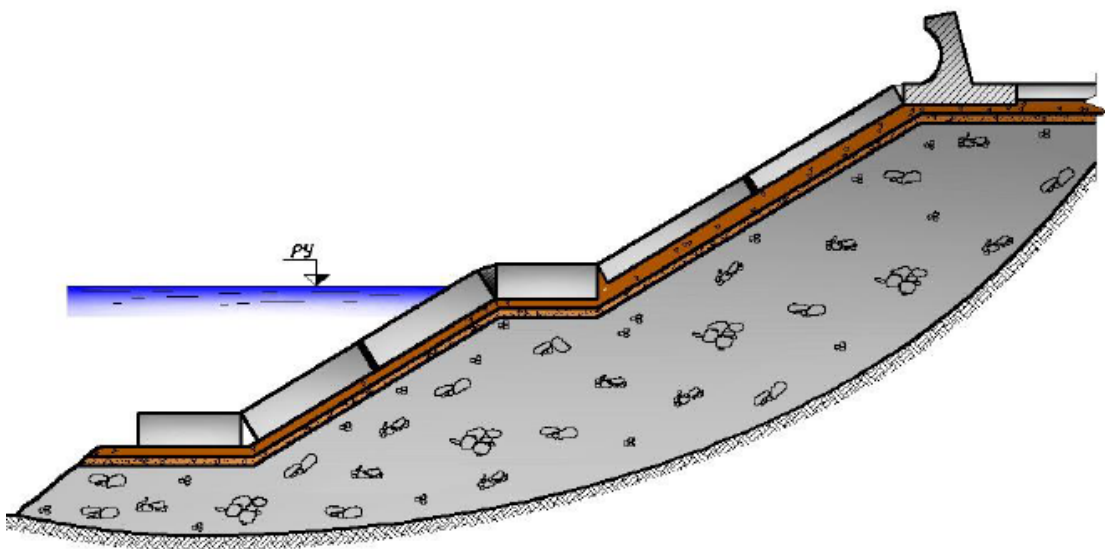


Рисунок 1.13 – Берегозахисна споруда з непроникним укосом

2 ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ХВИЛЬОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ ОБ'ЄКТИ

2.1 Загальні відомості

До основних хвильових впливів, які слід враховувати під час різних етапів проектування морських гідротехнічних споруд, належать:

- силова дія хвильового потоку;
- висота заплеску (накату) хвилі на поверхню споруди;
- локальні розмиви ґрунтової основи в зоні фундаментів, спричинені хвильовими процесами та течіями;
- переміщення та транспорт наносів.

Під час визначення силової дії хвиль виконують розрахунок таких показників:

- миттєві гідродинамічні тиски, що виникають на ділянках конструкцій, які безпосередньо контактують із хвильовим потоком;
- питомі (лінійні) навантаження, що діють на одиницю довжини протяжних конструктивних елементів;
- рівнодіючі сили хвилювання, прикладені до опорних частин споруди, а також координати їх прикладання;
- перекидальні моменти, спричинені зазначеними рівнодіючими силами.

Під час аналізу хвильових впливів насамперед визначають локальні гідродинамічні тиски на окремі ділянки споруди. Такі дані застосовуються в інженерних розрахунках для оцінки міцності та перевірки працездатності окремих конструктивних елементів.

Питомі хвильові навантаження встановлюються для протяжних конструкцій, а також для окремих елементів решітчастих (наскрізних) систем. Це необхідно для виконання розрахунків нормальних сил, згинальних моментів, а також для визначення рівнодіючих методом узагальнення вузлових навантажень (для наскрізних конструкцій) або шляхом інтегрування по висоті – для суцільних споруд.

Рівнодіючі хвильові сили застосовують під час оцінювання міцності та стійкості конструкції, визначення напружено-деформованого стану. На підставі перекидальних моментів, які діють у зоні опор, встановлюють:

- загальну стійкість споруди;
- несучу здатність ґрунтової основи;
- навантаження, що передаються на елементи фундаментної частини.

Заплеск (накат) хвилі визначає необхідну позначку надводних конструктивних елементів відносно розрахункового рівня моря. Це гарантує, що гребінь штормової хвилі не досягатиме нижньої частини надводної конструкції й не заважатиме її нормальній експлуатації. Дотримання цього критерію дозволяє уникнути появи вертикальної складової хвильового навантаження, яка виникає при взаємодії гребеня хвилі з нижніми перекриттями споруди, а також зменшує ризик обмерзання конструкцій та обладнання під час штормів у періоди низьких температур.

Локальні розмиви ґрунту навколо фундаментних частин гідротехнічних споруд формуються під впливом хвильового потоку та течій. Інтенсивність цього явища залежить від геометрії та розмірів фундаментів, глибини акваторії, структурних характеристик ґрунтів та гранулометричного складу поверхневого шару.

Найбільшу небезпеку розмив становить для споруд значних поперечних розмірів, розташованих на порівняно мілких ділянках із глибинами до 30 м. Такі споруди суттєво впливають на структуру течій і хвиль, що, у свою чергу, може призводити до глибоких локальних розмивів у зоні фундаментів і подальших

порушень стійкості всієї конструкції. Для запобігання цим процесам у проєктних рішеннях передбачають спеціальні технічні засоби захисту, широко застосовувані в інженерній практиці.

2.2 Хвильові навантаження, що діють на гідротехнічні споруди з вертикальною конструктивною схемою

Питання взаємодії регулярних хвиль із вертикальними непроникними стінками в площинній постановці привертало увагу багатьох дослідників протягом XIX–XX століть. Як впливає з оглядової роботи професора Джунковського М.М, першим, хто здійснив наукове вивчення цієї проблематики, був Герстнер Ф., який опублікував свої результати у 1802 році. Подальший розвиток досліджень позначений роботами Стевенсона (1864), Корналіа (1881), Д'Орія (1890), Гайяра (1909), Бенезі (1923), Тренюхіна В.М. (1926), Лірра (1927), Сенфлу (1928), Ріхтера А.І. (1928), Молітора (1934) та ряду інших учених.

Одним із найбільш відомих інженерних підходів є наближення, запропоноване Сенфлу. Його метод ґрунтується на використанні основних рівнянь гідродинаміки ідеальної рідини для опису стоячих хвиль за умов, коли глибина води перевищує критичну. У моделі передбачається, що зміна тиску на будь-якому горизонті відбувається з тією ж періодичністю, що й хвильовий процес. Максимальні значення тиску відповідають моменту взаємодії гребеня хвилі зі стінкою, а мінімальні — моменту досягнення западини. При цьому амплітуда хвильового тиску зменшується з глибиною та асимптотично прямує до нуля, досягаючи цього значення на глибині приблизно рівній половині довжини хвилі.

Однак експериментальні та натурні спостереження свідчать про те, що метод Сенфлу дає завищені оцінки хвильового тиску для крутих хвиль і, навпаки,

занижені — для хвиль із малою крутизною. Це пояснюється тим, що у формулюванні Сенфлу враховані лише лінійні компоненти рівнянь руху, тоді як нелінійні ефекти залишилися поза увагою.

Новий теоретичний підхід до задачі взаємодії стоячих хвиль з вертикальними спорудами був запропонований у 1944 році французьким науковцем Мішем. Використавши метод малих параметрів і врахувавши нелінійні складові, він отримав уточнене рішення, в якому тиск при підході гребеня хвилі виявився нижчим, ніж у моделі Сенфлу. Результати Міша значно краще корелювали з даними експериментальних досліджень, завдяки чому метод знайшов застосування у зарубіжній проєктній практиці.

На основі рівнянь гідродинаміки ідеальної рідини був розроблений і спрощений, але надійний інженерний підхід. Використовуючи експериментальні поправки, він отримав узагальнений вираз для визначення повного одиничного хвильового тиску на вертикальну перешкоду, який і сьогодні застосовується в інженерних розрахунках:

$$\begin{aligned} \frac{P}{\gamma} = z - d + \frac{\phi}{a} - \frac{h \sin bt [ch \phi - cha(d - z)]}{e^{2\alpha^2} ch \beta ch 2\alpha} + \\ + \frac{2h(th 2\alpha - \alpha) \cos bt}{sh^2 \beta e^{4\alpha \sin bt}} [sh^2 \phi - sh^2 a(d - z)] \end{aligned} \quad (2.1)$$

де $a = \frac{2\pi}{\lambda}$; $b = \frac{2\pi}{T}$; $\alpha = \frac{\pi h}{\lambda}$; $\beta = \frac{2\pi d}{\lambda}$

Отримане рішення стало основою для розроблення положень нормативного документа ДБН В.2.4-3:2010.

У 1967 році Штенцель В.К. здійснив уточнення формул повного розв'язання Сенфлу, включивши до розгляду члени другого порядку, які у наближеному варіанті Сенфлу не враховувались. Проведені експериментальні дослідження підтвердили суттєвий вплив цих нелінійних доданків на амплітуду та характер розподілу тиску в хвильовому процесі. Отримані Штенцелем залежності значно відрізнялися від результатів Сенфлу. Зокрема, надлишковий

тиск на дні за Штенцелем змінюється з частотою, удвічі більшою за частоту хвилі, що узгоджується з висновками Міша та Секерж-Зеньковича:

$$\frac{P_u}{\gamma} = -k \frac{h^2}{2} \cos 2\sigma t \quad (2.2)$$

Водночас для невеликих глибин $d/\lambda < 0,25$ застосування рішення Штенцеля В.К. призводить до певного завищення розрахункових значень хвильового тиску. У радянський період ця методика була покладена в основу відомчого нормативного документа УВРГС-67.

У кінці 1960-х років були опубліковані роботи Н.Н. Загрядської, присвячені аналізу дії стоячих хвиль на вертикальні стінки. Авторкою було здійснено порівняння наявних методів розрахунку хвильового впливу із застосуванням результатів експериментальних випробувань. Аналіз ступеня відповідності між виміряними та розрахунковими величинами хвильового тиску (у тому числі й за власними залежностями Н.Н. Загрядської) показав, що найточніші результати забезпечують формули третього наближення рішення Я.І. Секерж-Зеньковича, адаптовані для інженерного використання самою Н.М. Загрядською.

Запропонована методика була включена до рекомендацій чинного нормативного документа [1], що й сьогодні застосовується у проєктуванні гідротехнічних споруд, у тому числі в інженерній практиці України.

2.2.1 Вплив стоячих хвиль на гідростатичні та гідродинамічні навантаження споруд вертикального профілю

Відповідно до положень нормативного документа, визначення хвильових навантажень на гідротехнічні споруди вертикального профілю під час дії стоячих

хвиль (рис. 2.1, 2.2) необхідно виконувати за умови, що повна глибина водного масиву до дна $d_b > 1,5h$, а глибина води над бермою $d_{br} \geq 1,25h$. При проведенні розрахунків, у залежностях для визначення положення вільної поверхні хвилі та параметрів хвильового тиску замість фактичної глибини до дна d_b , м, слід використовувати умовну розрахункову глибину d , м, яка визначається таким співвідношенням:

$$d = d_r + k_{br}(d_b - d_f) \quad (2.3)$$

де d_f – глибина води над підшвою споруди, м;
 k_{br} – коефіцієнт, що встановлюється за графіками на рис. 2.3 залежно від відношення d_f/d_b ; h – розрахункова висота хвилі, м, у межах розрахункового шторму, що визначається згідно з методикою.

Величина підвищення або пониження вільної поверхні хвилі η , м у зоні взаємодії з вертикальною стінкою, відлічувана від розрахункового рівня води, обчислюється за формулою:

$$\eta = -h \cos \omega t - \frac{kh^2}{2} \operatorname{cth} kd \cos^2 \omega t \quad (2.4)$$

де ω – кругова частота хвилі, $\omega = 2\pi/T$; k – хвильове число, $k = 2\pi/\bar{\lambda}$; $\bar{\lambda}$ – середня довжина хвилі у системі розрахункового шторму.

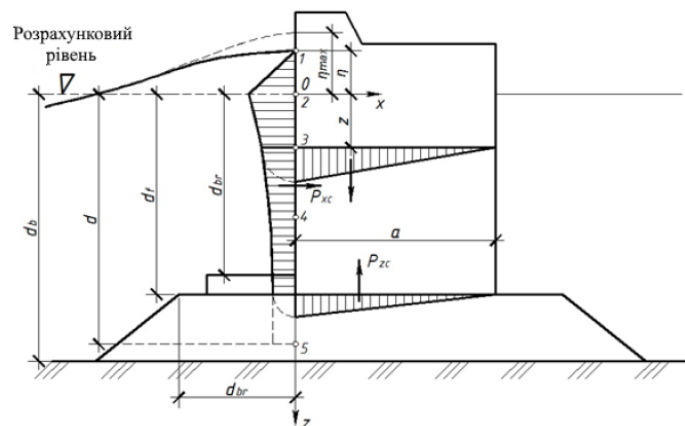


Рисунок 2.1 – Епюра хвильового тиску при підході гребеня хвилі до вертикальної стінки

У процесі оцінки навантажень від стоячих хвиль [12] для споруд вертикального профілю необхідно враховувати три характерні стани, що відповідають різним значенням $\cos\omega t$:

$$\cos\omega t = \frac{\bar{\lambda}}{\pi h(4kd - 3)} \quad (2.5)$$

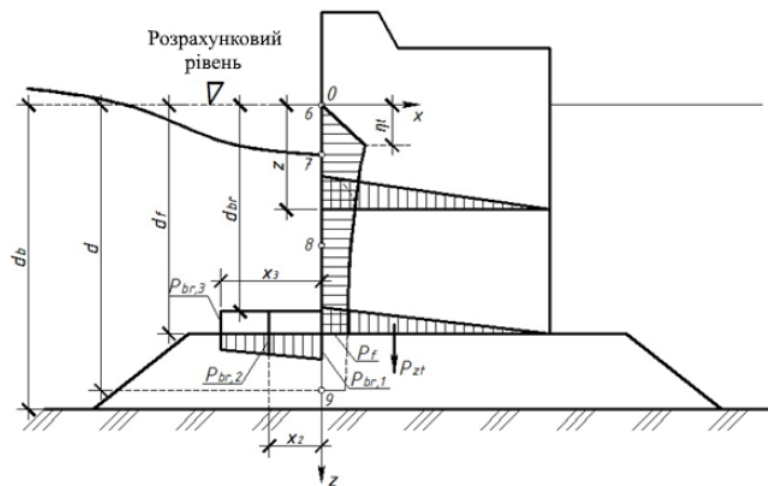


Рисунок 2.2 – Епюра хвильового тиску при підході западини хвилі до вертикальної стінки

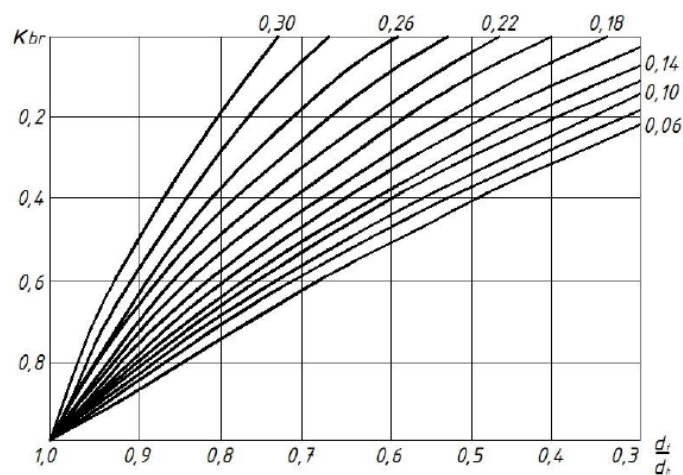


Рисунок 2.3 – Графіки значень коефіцієнта k_{br}

а) $\cos\omega t = 1$ — момент підходу гребеня розрахункової хвилі до стінки, при якому підвищення поверхні досягає $\eta_{\max}$, м;

б) $1 > \cos\omega t > 0$ — стан, що визначає максимальне горизонтальне лінійне навантаження P_{xc} , кН/м, за умови підняття гребеня хвилі над розрахунковим

рівнем води на величину ηc ; у цьому випадку значення $\cos \omega t$ підлягає визначенню за формулою:

$$\cos \omega t = \frac{\bar{\lambda}}{\pi h(4kd - 3)} \quad (2.6)$$

в) $\cos \omega t = -1$ — момент формування максимального горизонтального лінійного навантаження P_{xt} , кН/м, на ділянці підосви хвилі, розташованої нижче розрахункового рівня води.

У разі, коли за формулою (2.6) отримується $\cos \omega t > 1$, у подальших розрахунках приймають значення $\cos \omega t = 1$.

Для глибоководних умов горизонтальна лінійна сила, що діє на вертикальну стінку, кН/м, як у положенні гребеня, так і в положенні улоговини стоячої хвилі (див. рис. 2.1, 2.2), визначається за епюрою хвильового тиску. При цьому величина хвильового тиску p , кПа, на глибині z , м повинна обчислюватися за співвідношенням:

$$\begin{aligned} p = & \rho g h e^{-kz} \cos \omega t - \rho g \frac{kh^2}{2} e^{-2kz} \cos^2 \omega t - \\ & - \rho g \frac{kh^2}{2} (1 - e^{-2kz}) \cos 2\omega t - \\ & - \rho g \frac{k^2 h^3}{2} e^{-3kz} \cos 2\omega t \cos \omega t \end{aligned} \quad (2.7)$$

де ρ — густина води, т/м³; g — прискорення вільного падіння, 9,81 м/с²; z — ординати точок ($z_1 = \eta c$; $z_2 = 0$; ... $z_n = d$), м, відлічувані від розрахункового рівня.

Для гребеня хвилі при $z_1 = \eta c$, а також для улоговини при $z_n = 0$ значення тиску p дорівнює нулю.

Якщо споруда розміщена в умовах мілководдя, горизонтальне лінійне навантаження P_x , кН/м, для ситуації гребеня та улоговини стоячої хвилі (рис. 2.1,

2.2) визначається за епюрою хвильового тиску відповідно до значень p , кПа, наведених у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Значення хвильового тиску по глибині

№ Точок	Заглиблення точок, м	Значення хвильового тиску p , кПа
при гребені		
1	η_c	$p_1 = 0$
2	0	$p_2 = k_2 \rho g h$
3	$0,25 d$	$p_3 = k_3 \rho g h$
4	$0,5 d$	$p_4 = k_4 \rho g h$
5	d	$p_5 = k_5 \rho g h$
при западині		
6	0	$p_6 = 0$
7	η_t	$p_7 = -\rho g \eta_t$
8	$0,5 d$	$p_8 = -k_8 \rho g h$
9	d	$p_9 = -k_9 \rho g h$

Застосування цього методу розрахунку дозволяє отримати не лише розподіл хвильового тиску по глибині, а й визначити результуючу силу хвильового навантаження на один погонний метр споруди та положення точки її прикладення. Рівнодіюча при цьому чисельно дорівнює площі епюри тиску, а координата її дії відповідає положенню центра ваги зазначеної площі.

2.2.2 Хвильові дії на споруди вертикального типу, спричинені розбиваючимися та прибійними хвилями

Під час проектування молів і бун слід враховувати, що глибина води вздовж всієї довжини споруди є змінною [13]. Окремі її фрагменти можуть піддаватися дії хвиль, які руйнуються при підході до берегової лінії. У таких випадках, відповідно до вимог [1], розрахунок навантажень на споруди з боку

відкритої акваторії, спричинених розбиваючимися хвилями, виконується з урахуванням глибини над бермою та відмітки дна (рис. 2.4).

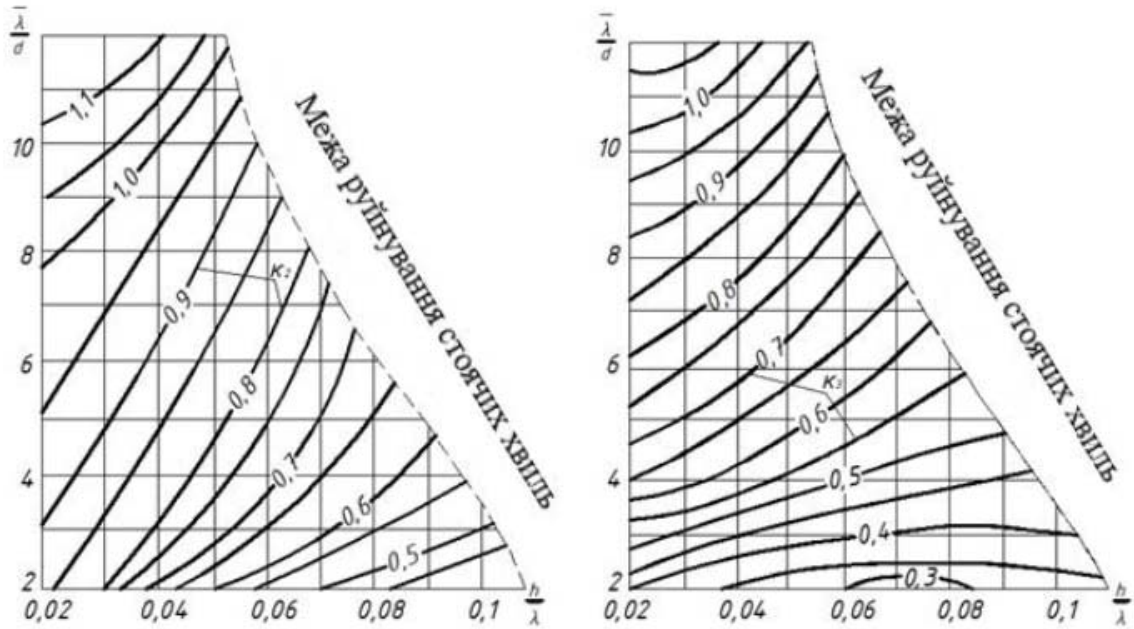


Рисунок 2.4 – Графіки значень коефіцієнтів k_2 і k_3

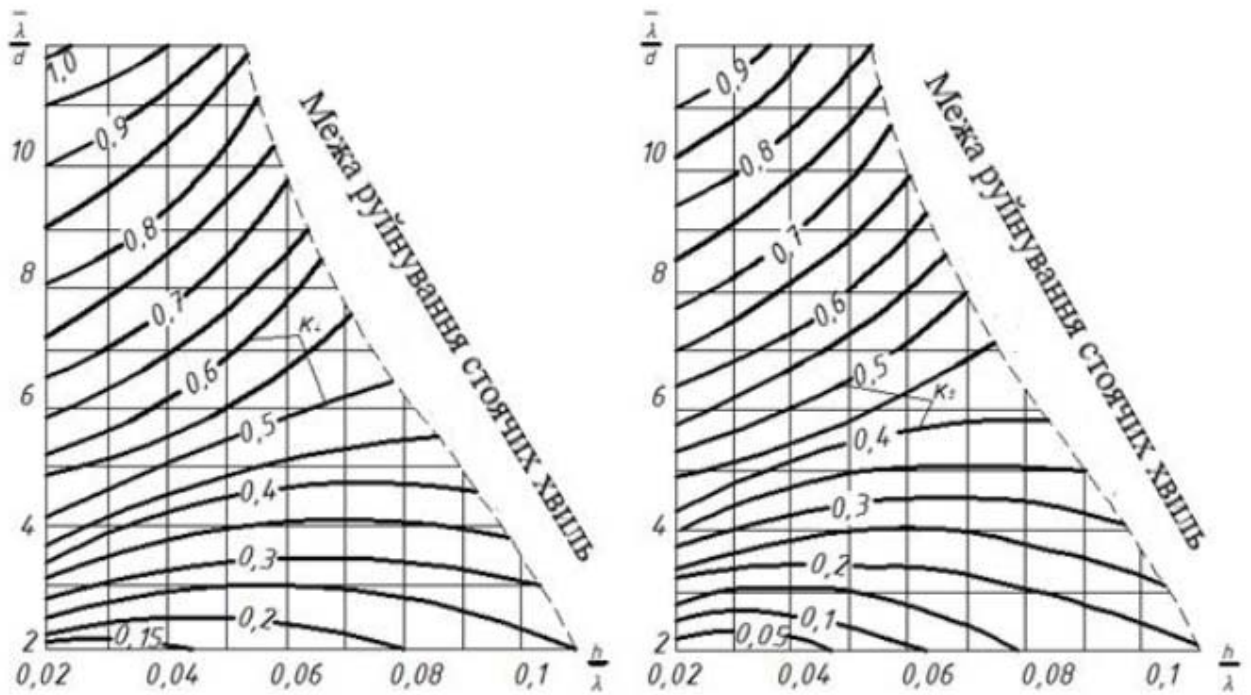


Рисунок 2.5 – Графіки значень коефіцієнтів k_4 і k_5

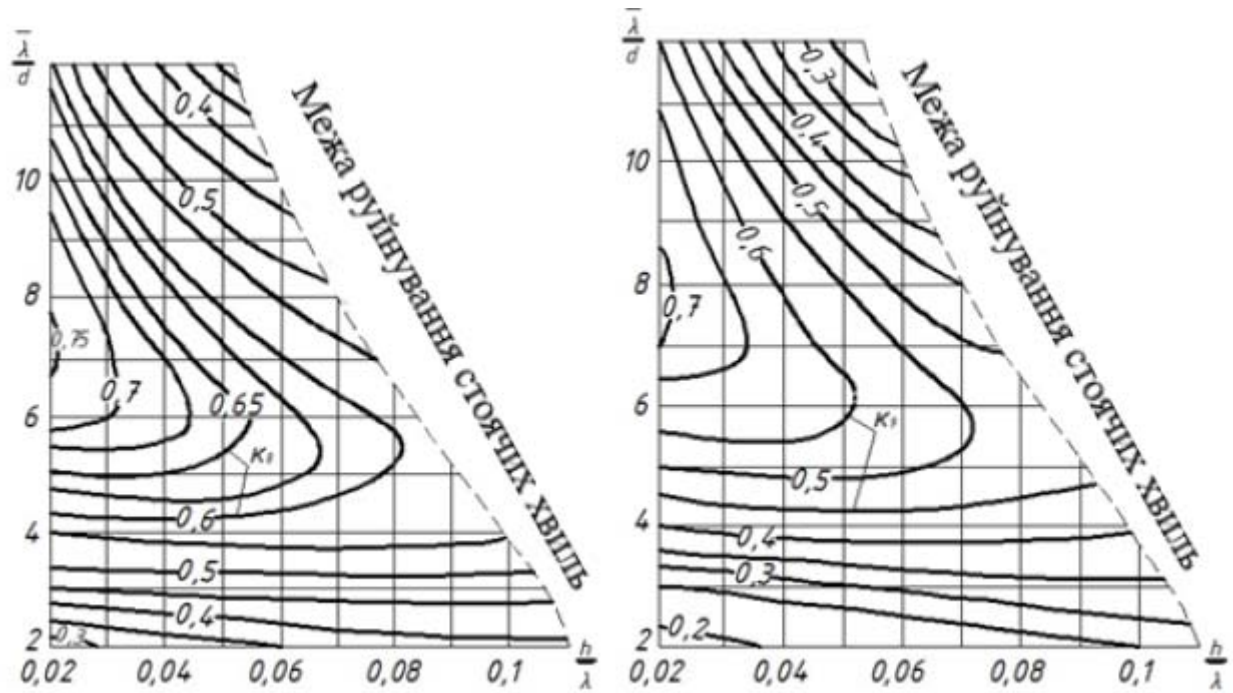


Рисунок 2.6 – Графіки значень коефіцієнтів k_1 та k_2

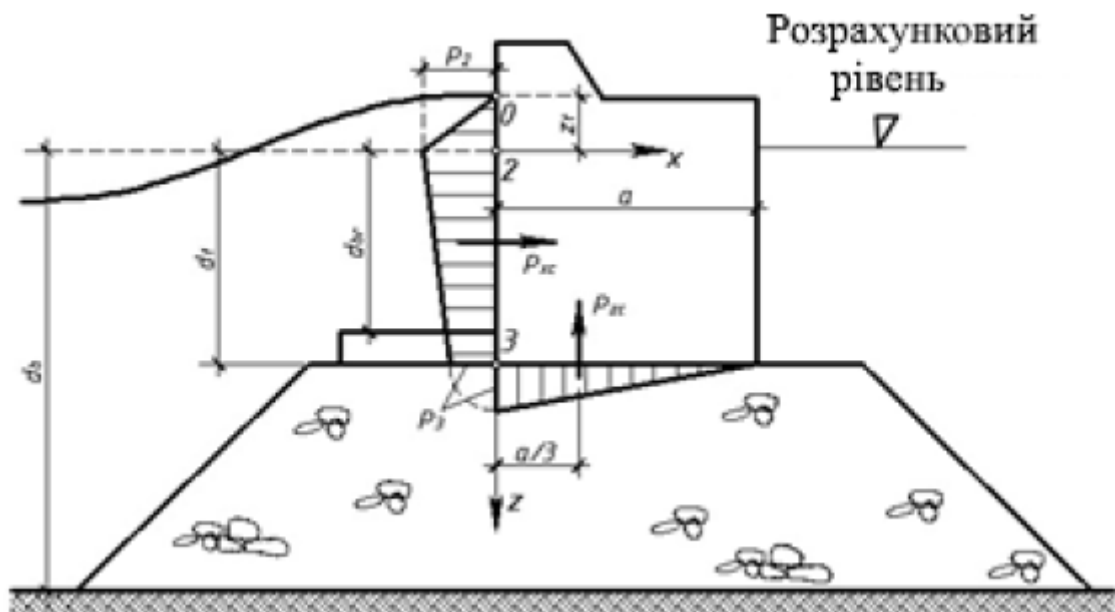


Рисунок 2.7 – Епюри тиску хвиль, що розбиваються, на вертикальну стінку

Горизонтальне лінійне навантаження R_{xc} , кН/м, від хвиль, що розбиваються, визначається на основі площі епюри бічного хвильового тиску; при цьому значення тиску p , кПа, для відповідних ординат z , м, необхідно обчислювати за такими формулами:

$$z_1 = -h, p_1 = 0 \quad (2.8)$$

$$z_2 = 0, p_2 = 1,5\rho gh \quad (2.9)$$

$$z_3 = d_f, p_3 = \mu \frac{\rho gh}{chkd_f} \quad (2.10)$$

Вертикальне лінійне навантаження P_{zc} , кН/м, що виникає внаслідок дії хвиль, які руйнуються [14], слід приймати рівним площі епюри зважувального хвильового тиску та визначати за залежністю:

$$P_{zc} = \mu \frac{p_3}{2} \quad (2.11)$$

Таблиця 2.2 – Значення коефіцієнтів μ

$\frac{a}{d_b - d_f}$	≤ 3	5	7	9
Коефіцієнт μ	0,7	0,8	0,9	1

Максимальна швидкість потоків води, м/с, над бермою перед вертикальною стінкою під час проходження хвиль, що розбиваються, повинна визначатися за формулою:

$$V_{f,\max} = \sqrt{\frac{gh}{chkd_f}} \quad (2.12)$$

Розрахунок споруди на дію прибійних хвиль зі сторони відкритої акваторії здійснюється за умови, що глибина води $db \leq dcr$ на ділянці дна, яка безпосередньо прилягає до стінки, протягом відрізка не менше ніж $0,5\lambda$, м (рис. 2.8). Підняття гребеня найбільшої прибійної хвилі $\eta_{c.sur}$, м над розрахунковим рівнем визначають за формулою:

$$\eta_{c.sur} = -0,5d_f - h_{sur} \quad (2.13)$$

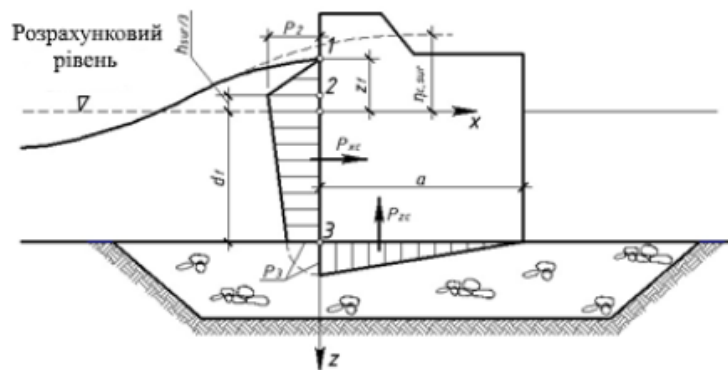
Горизонтальне лінійне навантаження P_{xc} , кН/м, від прибійних хвиль приймається за величиною площі епюри бічного тиску хвилі; значення тиску p , кПа, для різних ординат z , м, необхідно визначати з використанням таких формул:

$$z_1 = -h_{sur}, p_1 = 0 \quad (2.14)$$

$$z_2 = -\frac{1}{3}h_{sur}, p_2 = 1,5\rho gh_{sur} \quad (2.15)$$

$$z_3 = d_f, p_3 = \frac{\rho gh_{sur}}{\operatorname{ch} \frac{2\pi}{\lambda_{sur}} d_f} \quad (2.16)$$

а)



б)

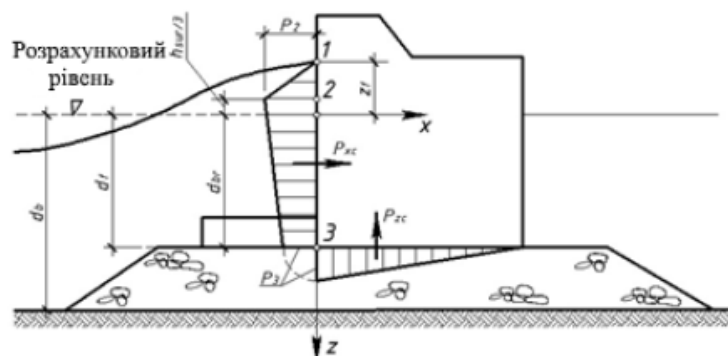


Рисунок 2.8 – Епюри тиску прибійних хвиль на вертикальну стінку: а) - з верхом постілі на рівні дна; б) - з постіллю, що височить над дном

Вертикальне лінійне навантаження , кН/м, від впливу прибійних хвиль розраховується як площа епюри зважуючого хвильового тиску (з урахуванням висоти), а числове значення визначається за формулою:

$$P_{zc} = 0,7 \left(\frac{p_3 a}{2} \right) \quad (2.17)$$

Максимальна донна швидкість прибійної хвилі перед вертикальною стінкою з боку відкритої акваторії, м/с, повинна визначатися згідно з формулою:

$$v_{b,max} = \sqrt{\frac{gh_{sur}}{ch \frac{2\pi}{\lambda_{sur}} d_f}} \quad (2.18)$$

Варто підкреслити, що отримані при розрахунку значення придонних швидкостей для різних типів хвиль, залежно від глибини води, надають проектувальнику можливість обґрунтовано підібрати необхідні розміри каменю або інші елементи захисту від розмиву ґрунту основи [15].

2.3 Вплив хвиль на обтічні конструкції

2.3.1 Вертикальні обтічні конструкції

Як зазначалося раніше, до обтічних перешкод відносяться інженерні споруди, поперечні розміри яких не перевищують 0,1 довжини розрахункової хвилі. Вважається, що під час взаємодії хвиль із такими перешкодами їх форма та кінематичні характеристики практично не змінюються. На основі результатів аналітичних та експериментальних досліджень зарубіжних авторів були створені

методики розрахунку силових впливів регулярних хвиль на гідротехнічні споруди наскрізного типу та їх конструктивні елементи [16].

Рекомендації щодо визначення хвильових навантажень на вертикальні та горизонтальні обтічні перешкоди, розроблені з урахуванням вищезгаданих досліджень, включено до [1]. Для одиночної вертикальної циліндричної опори при розрахунках навантажень від регулярних хвиль застосовується перше наближення теорії хвиль кінцевої висоти, коли коливання рівня води біля опори $\eta(t)$ описується гармонічним законом. Питоме горизонтальне навантаження визначається наступним чином:

$$q(z, t) = q_v(z, t) + q_i(z, t) = \frac{1}{2} \rho C_v D \frac{\pi^2 h \operatorname{ch}^2(kz)}{\tau^2 \operatorname{sh}^2(kd)} \cos \omega t |\cos \omega t| - \frac{1}{2} \rho C_i D \pi \frac{\pi^2 h \operatorname{ch}(kz)}{\tau^2 \operatorname{sh}(kd)} \sin \omega t \quad (2.19)$$

Графічне представлення хвильових коливань біля опори $\eta(t)$, швидкості v_x , прискорення ωx , складових питомого навантаження q_v і q_i , а також питомого навантаження q протягом періоду хвилі наведено на рис. 2.9. Залежність (2.19) та графіки на рис. 2.9 демонструють, що хвильове навантаження є складною функцією часу, параметрів регулярних хвиль (h , τ , λ) та діаметрів обтічних перешкод. Швидкісна та інерційна складові питомого навантаження зміщені по фазі на 90° одна від одної. При цьому швидкісна складова q_v не є гармонічною функцією, а інерційна q_i – гармонічна. Отже, загальне горизонтальне питоме навантаження q також не має гармонічного характеру, а положення його максимуму залежить від співвідношення q_v та q_i . Епюри питомих хвильових навантажень на перешкоди при різних фазах хвильного процесу наведено на рис. 2.9.

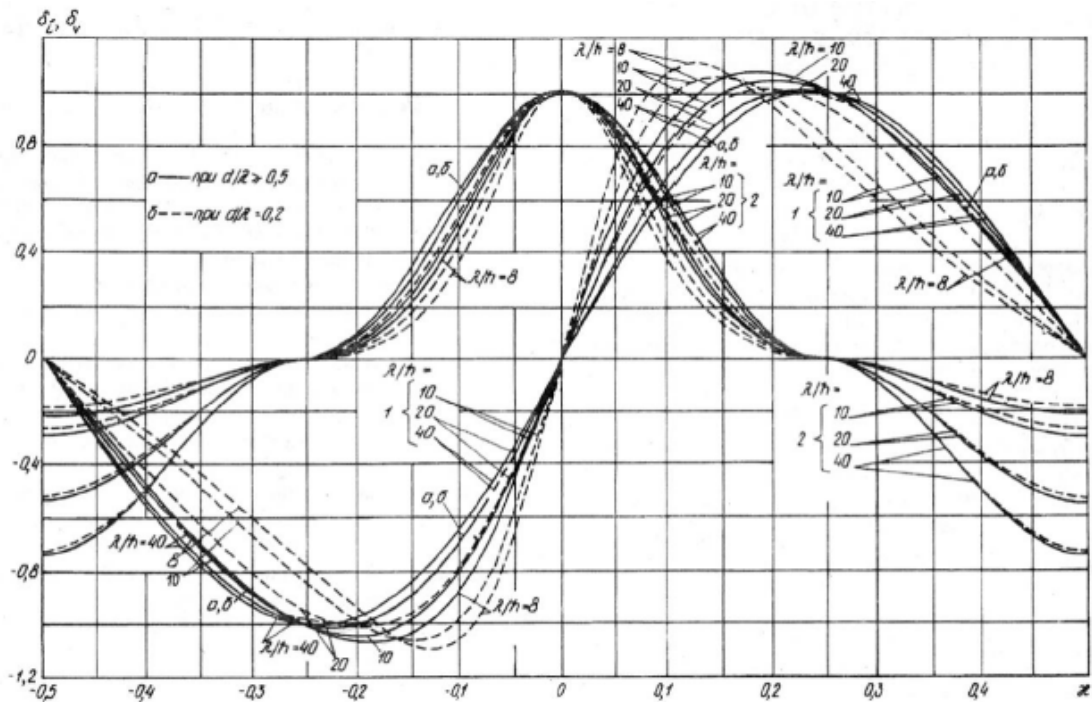


Рисунок 2.11 – Графіки значень коефіцієнтів поєднання інерційного δ_i (графіки 1) та швидкісного δ_v (графіки 2) компонентів сили від силового впливу хвиль

При практичних інженерних розрахунках слід враховувати співвідношення між максимальними складовими рівнодіючого хвильового навантаження: якщо $Q_{v,max}/Q_{i,max} \geq 2$, допускається приймати $Q_{max} = Q_{i,max}$; якщо $Q_{v,max}/Q_{i,max} \leq 0,2$, тоді $Q_{max} = Q_{v,max}$. Лінійне навантаження від хвиль на вертикальну обтічну перешкоду на глибині z при максимальній силі Q_{max} визначається за відповідною формулою.

Навантаження від хвиль Q і q на вертикальні обтічні перешкоди при будь-якому положенні x щодо вершини хвилі обчислюються за формулами (2.10) та (2.13), причому коефіцієнти δ_{xi} та δ_{xv} приймаються за графіками 1 і 2 рис. 2.14 для відповідного значення $\chi = x/\lambda$. Відстань zQ_{max} від розрахункового рівня води до точки прикладення максимального навантаження обчислюється за формулою, а для будь-якого віддалення x – за формулою 2.26 із використанням графіків рис. 2.11 для відповідного χ .

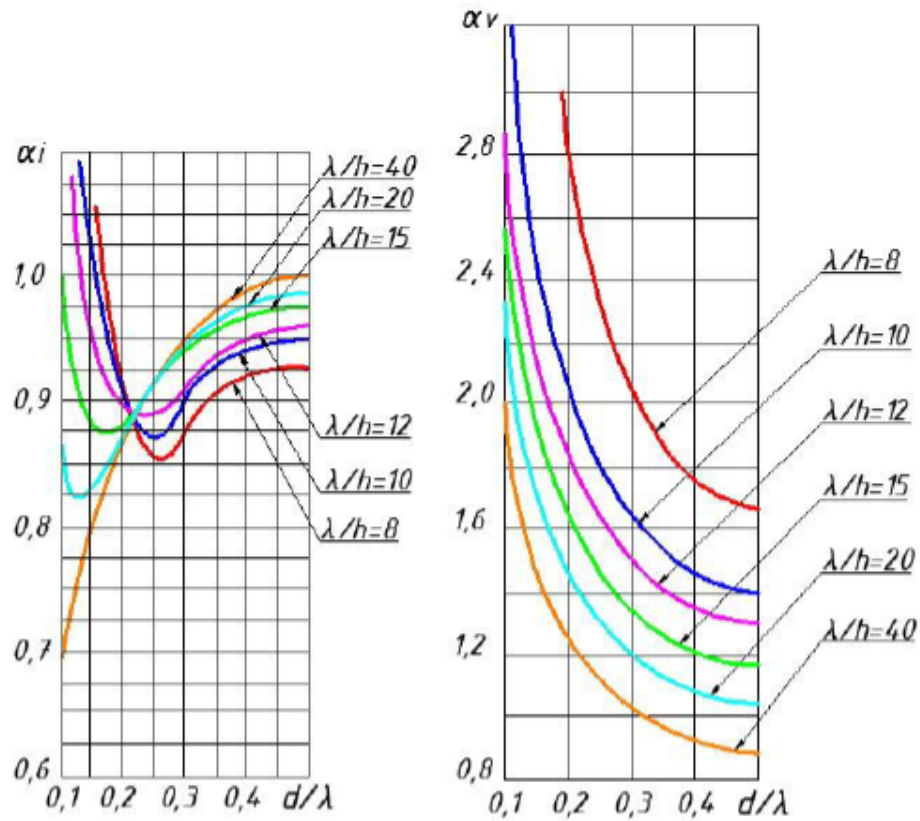


Рисунок 2.12 – Графіки значень інерційного α_i та швидкісного α_v коефіцієнтів глибини

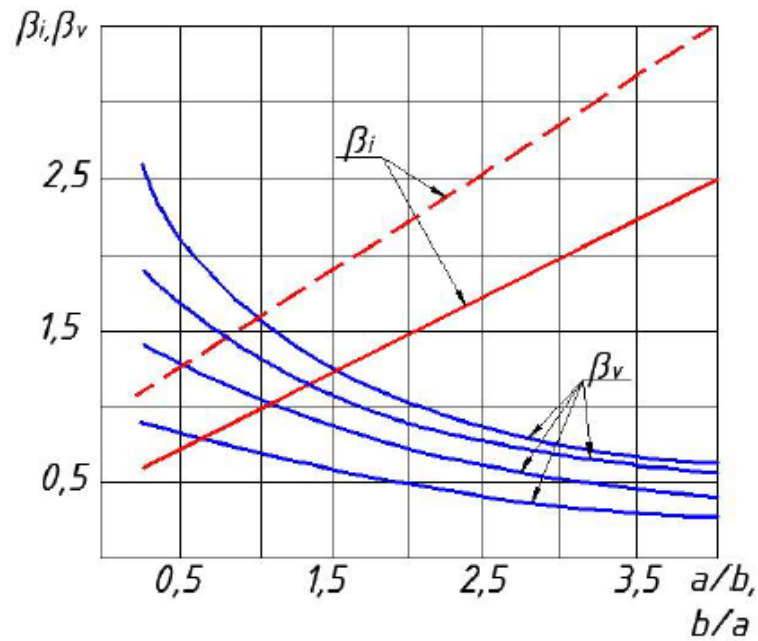


Рисунок 2.13 – Графіки значень інерційного β_i та швидкісного β_v коефіцієнтів форми (для еліптичних перешкод - суцільні лінії, для призматичних – штрихові лінії) залежно від a/d (для Q , q і P) або b/a (для P)

Максимальні значення рівнодіючого лінійного навантаження від хвиль $P_{\max}$, кН/м, на горизонтальні обтічні перешкоди з поперечними розмірами $a \leq 0,1\lambda$ і $b \leq 0,1\lambda$, при $zc \geq b$, але $((zc - b/2) > h/2$ і $(d - zc) \geq b)$, рекомендується визначати за наступною розрахунковою залежністю:

$$P_{\max} = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} \quad (2.30)$$

У процесі розрахунків розглядаються два випадки:

- максимальна горизонтальна складова лінійного навантаження $P_{x,\max}$, кН/м, при відповідному значенні вертикальної складової P_z , кН/м;
- максимальна вертикальна складова лінійного навантаження $P_{z,\max}$, кН/м, при відповідному значенні горизонтальної складової P_x , кН/м.

Відстань x від гребеня хвилі до центру перешкоди при дії максимальних лінійних навантажень $P_{x,\max}$ та $P_{z,\max}$ визначається через відносну величину $\chi = x/l$, яка приймається згідно з графіками на рис. 2.14 та 2.19.

Максимальні значення горизонтальної $P_{x,\max}$ та вертикальної $P_{z,\max}$ складових лінійного навантаження від хвиль на горизонтальні обтічні перешкоди визначаються з рядів величин, отриманих для різних значень χ , за відповідними формулами. Коефіцієнти поєднання $\delta x,i$, $\delta x,v$ або $\delta z,i$, $\delta z,v$ приймаються згідно з графіками на рис. 2.14 та 2.19 для заданого значення χ .

Для циліндричних перешкод, розташованих на дні водойми (див. рис. 2.20) з діаметром $D \leq 0,1\lambda$ та $D \leq 0,1d$, максимальне рівнодіюче лінійне навантаження $P_{\max}$, кН/м визначається за формулою (2.29) для двох випадків:

- при максимальній горизонтальній складовій $P_{x,\max}$, кН/м та відповідній вертикальній P_z , кН/м;
- при максимальній вертикальній складовій $P_{z,\max}$, кН/м та відповідній горизонтальній P_x , кН/м.

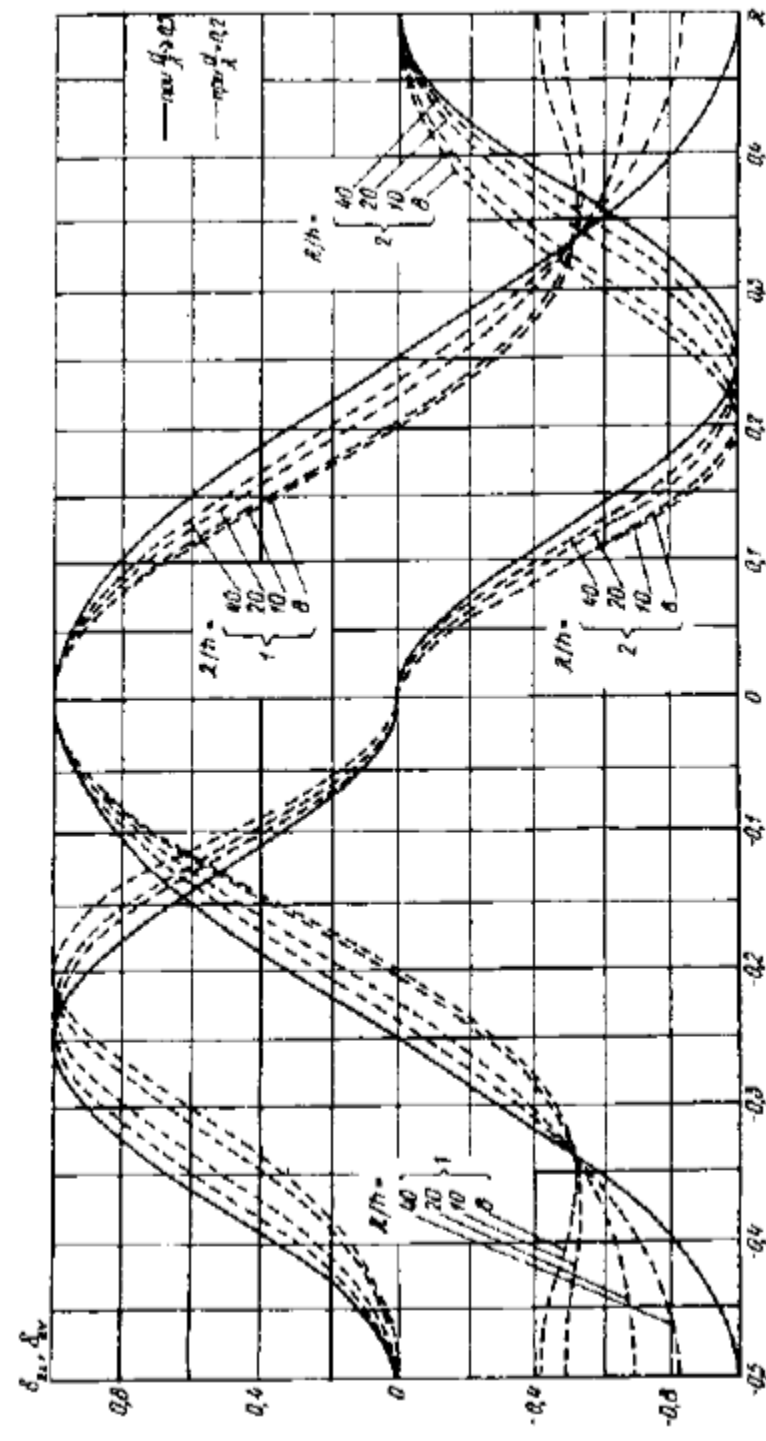


Рисунок 2.19 – Графіки значень коефіцієнтів поєднання δ_{zi} інерційного (графіки 1) та δ_{zv} , - швидкісного (графіки 2) компонентів вертикального лінійного навантаження від хвиль

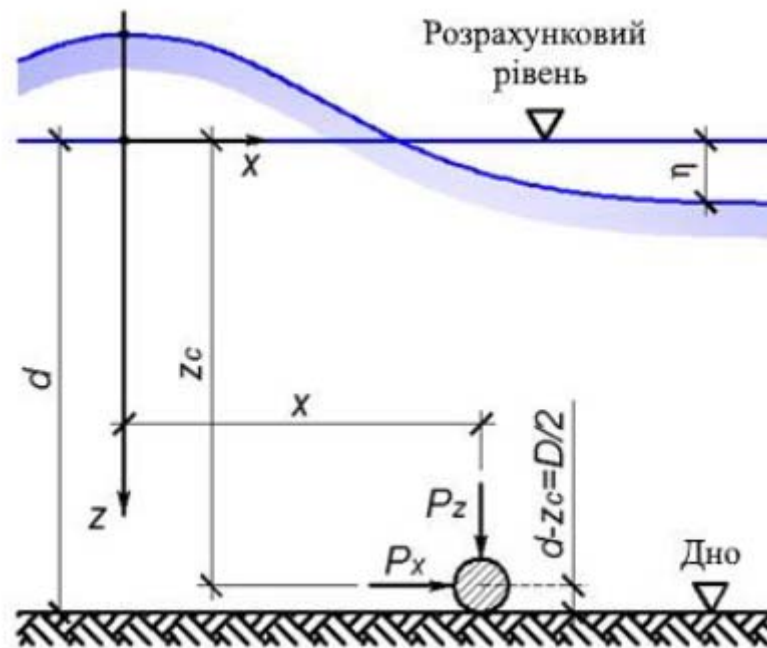


Рисунок 2.20 – Взаємодія регулярних хвиль із горизонтальною циліндричною перешкодою на дні

Максимальні горизонтальні та вертикальні проекції лінійного навантаження від хвиль на циліндричну перешкоду, розташовану на дні, визначаються за наведеними формулами, а у практичних розрахунках приймаються відповідно до графіків та рекомендацій нормативного документа [3-4].

2.3.3 Гідротехнічні споруди з решітчастою конструкцією

Опорні блоки морських нафтогазових гідротехнічних споруд ґратчастого типу є просторовими конструкціями, що складаються з великої кількості трубчастих (обтічних) елементів невеликого діаметра (див. рис. 2.21).

Розрахунок хвильових навантажень на наскрізні МНГС необхідно проводити з урахуванням різних напрямків підходу хвиль та довжини розгону для кількох значень довжини хвилі: $0,8\lambda$, λ і $1,4\lambda$, де λ – середня довжина хвилі в умовах розрахункового шторму [18]. Загальна величина хвильового навантаження на споруду визначається сумуванням впливу розрахункової хвилі на всі змочені елементи з урахуванням їхнього положення щодо профілю хвилі. Як розрахункове навантаження приймають максимальне сумарне значення, враховуючи різні позиції профілю хвилі щодо споруди з кроком $0,05-0,1\lambda$.

Окремі елементи конструкції розглядаються як обтічні перешкоди. Якщо відстань між осями елементів l більша за 3 діаметри d , навантаження на кожен елемент береться окремо. Для $l < 3d$ отримане навантаження множиться на коефіцієнти зближення по фронту (C_ϕ) і променю хвиль (C_λ), які визначаються за таблицею 2.4.

Таблиця 2.4 – Значення коефіцієнтів C_ϕ та C_λ

Відносна відстань між осями перешкод l/d	Коефіцієнти C_ϕ і C_λ при відносних діаметрах d/λ			
	C_ϕ		C_λ	
	0,1	0,05	0,1	0,05
3	1,00	1,00	1,00	1,00
2,50	1,00	1,05	1,00	0,98
2,00	1,04	1,15	0,97	0,92
1,50	1,20	1,40	0,87	0,80
1,25	1,40	1,65	0,72	0,68

Максимальне розрахункове навантаження визначається методом послідовних наближень. Спочатку складну конструкцію замінюють спрощеною схемою, де основні вертикальні та похилі елементи представлені вертикальними колонами середнього діаметра, а інші елементи виключаються. Для кожної

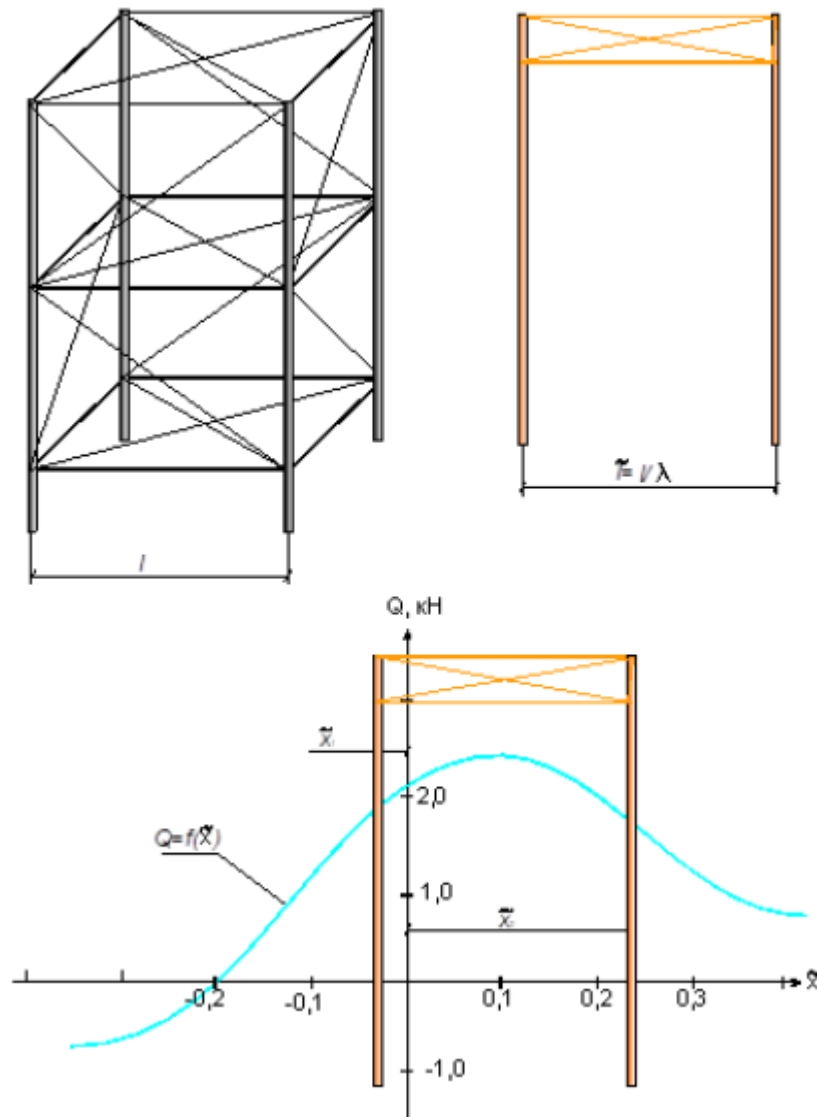


Рисунок 2.21 – Споруди ґратчастої конструкції

вертикальної колони будується графік $Q = f(\tilde{x})$ за формулою (2.18), причому горизонтальні масштаби спрощеної схеми та графіка співпадають (l/λ). Графік накладається на спрощену схему, змінюючи відносне положення колон щодо вершини хвилі, щоб визначити максимальне навантаження (рис. 2.21). Горизонтальне навантаження обчислюється шляхом підсумовування ординат графіка $Q = f(\tilde{x})$ для всіх колон.

Навантаження на похилі елементи визначається за епюрами горизонтальної та вертикальної складових із врахуванням заглиблення під

розрахунковий рівень та відстані від вершини хвилі до окремих ділянок елементів. Для елементів, нахилених до горизонту або вертикалі під кутом менше 25° , допускається розглядати їх як вертикальні або горизонтальні перешкоди.

Динамічний вплив нерегулярних хвиль на наскрізну споруду розраховується множенням статичного навантаження, отриманого за наведеною методикою, на висоту хвилі заданої забезпеченості та середню довжину хвилі із застосуванням коефіцієнта динамічності k_d , який береться за таблицею 2.5

Таблиця 2.5 – Значення коефіцієнта динамічності k_d

Відношення період τ_c/τ	0,01	0,10	0,20	0,30
коефіцієнт динамічності k_d	1,00	1,15	1,20	1,30

Якщо відношення власного періоду коливань проєктованих споруд ґратчастого типу до середнього періоду хвиль у системі розрахункового шторму τ_c/τ перевищує 0,3, слід проводити додаткові динамічні розрахунки.

2.4 Дія хвильових навантажень на вертикальні циліндричні споруди великого поперечного діаметру

Аналізуючи результати науковців, були розроблені методичні рекомендації для розрахунку хвильового навантаження на циліндричні перешкоди великого діаметра. Додатково досліджували вплив хвильованої поверхні води над розрахунковим рівнем та проводили порівняння результатів теоретичних розрахунків із експериментальними даними різних авторів [11-15].

У класичному розв'язанні задачі М.Д. Хаскінда щодо дифракції хвиль на вертикальному круговому циліндрі сумарна горизонтальна складова хвильового навантаження обчислюється інтегруванням хвильового тиску по поверхні

циліндра від статичного горизонту до дна. Оскільки дифракційні ефекти суттєво змінюють профіль хвилі довжиною λ для циліндричних перешкод великого діаметра D , підвищення хвильованої поверхні води над статичним рівнем призводить до збільшення хвильового навантаження завдяки додатковому тиску від верхньої частини хвилі.

У першому наближенні вважалось, що розподіл тиску від лінії перетину хвильованої поверхні з контуром циліндра до статичного горизонту підпорядковується гідростатичному закону (рис. 2.22). Інтегрування горизонтальної проекції сили по епюрі дозволило визначити додаткову силу ΔF , що додається до рівнодіючої горизонтальної складової хвильового навантаження на вертикальний круговий циліндр великого діаметра ($D/\lambda > 0,2$).

$$\Delta F = \frac{1}{2} \rho g h^2 D \int_0^\pi |\chi| \chi \cos \theta d\theta \quad (2.31)$$

Горизонтальна рівнодіюча хвильового навантаження F_D на вертикальний циліндр, що перетинає вільну поверхню води, може бути представлена наступним чином:

$$F_D = \frac{1}{8} \rho g h \pi C_i D^2 t h k d \quad (2.32)$$

Таким чином, запропонований підхід дозволяє коригувати величини хвильового навантаження на морські гідротехнічні споруди, у яких опорні частини представлені циліндричними перешкодами великого діаметра. Далі наведено порівняння розрахункових значень хвильових навантажень за цією методикою та за чинними нормативними документами з експериментальними даними і результатами інших дослідників у широкому діапазоні основних параметрів.

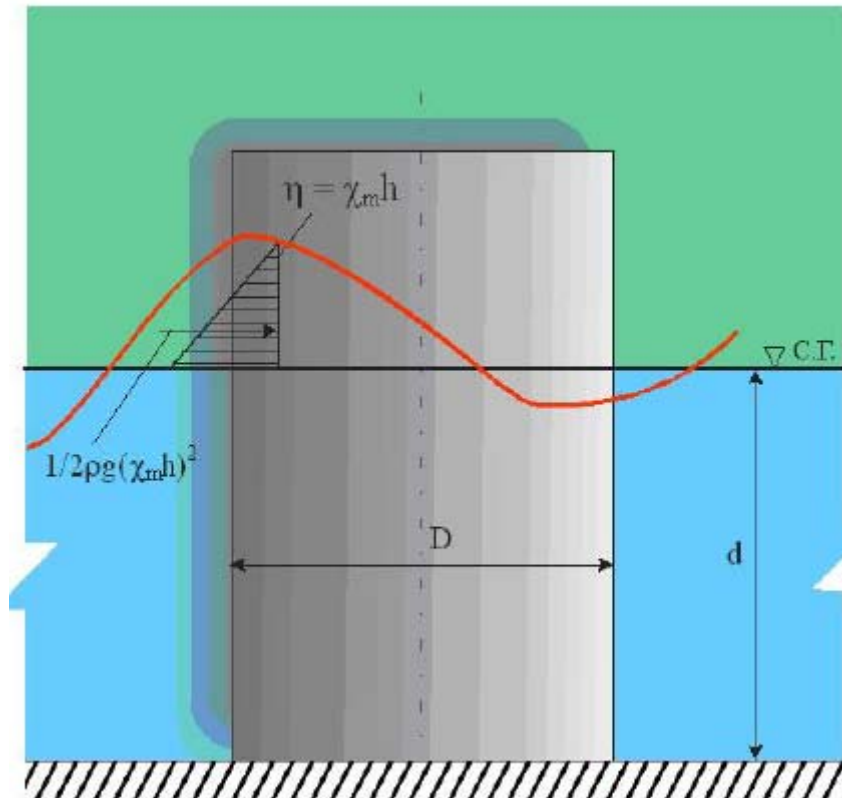


Рисунок 2.22 – Схема розрахунку додаткового навантаження на циліндр від впливу схвильованої поверхні води

Розрахункові та експериментальні дані хвильових навантажень для графічного порівняння представлені у безрозмірному вигляді згідно з наведеним нижче виразом:

$$F' = \frac{F}{\rho \cdot g \cdot (h/2) \cdot b^2 \cdot \text{th}(k \cdot d)} \quad (2.33)$$

Результати порівняння наведено на рис. 2.25. Розрахункові значення хвильового навантаження за методиками [1] визначалися для умов як глибокої води, так і відносного мілководдя (криві 1; 1' та 2'; 2 відповідно на рис. 2.35). Крива 1 побудована згідно з рекомендаціями для умов глибокої води при $d/\lambda \geq 0,5$ з використанням експериментальних параметрів хвиль для циліндричних перешкод діаметром 0,13; 0,25 та 0,35 м. Значення дифракційного параметра було в межах $0,14 \leq \pi D/\lambda \leq 0,9$, а крутість хвиль – $0,02 \leq h/\lambda \leq 0,01$. Для аналізу

застосовності рекомендацій [1] ця крива була продовжена до граничного значення $\pi D/\lambda = 1,2$ при $h/\lambda = 1/40$. Крива 1' побудована для умов відносного мілководдя ($d/\lambda = 0,15$) при $0,3 \leq \pi D/\lambda \leq 1,2$ та $h/\lambda = 0,1$. Варто відзначити, що обране значення відносної глибини d/λ є граничним для даного нормативного документа, так само як і крутість хвилі h/λ .

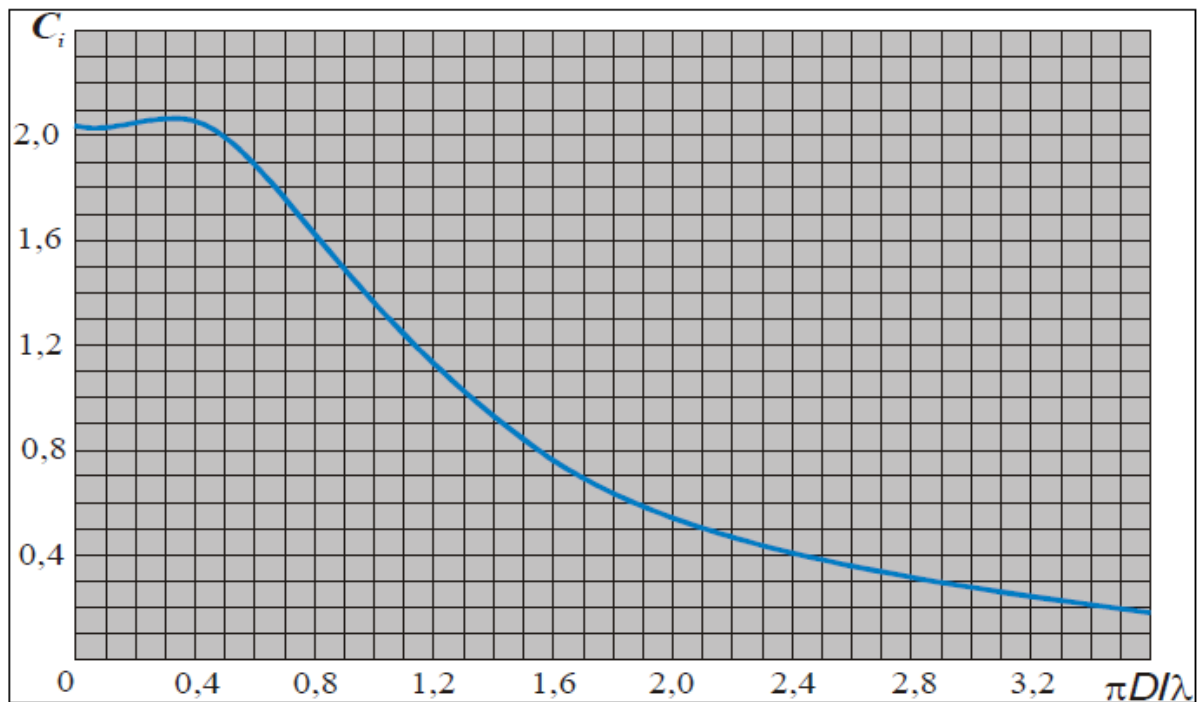


Рисунок 2.23 – Диференційовані значення інерційного коефіцієнта C_i в залежності від $\pi D\lambda$

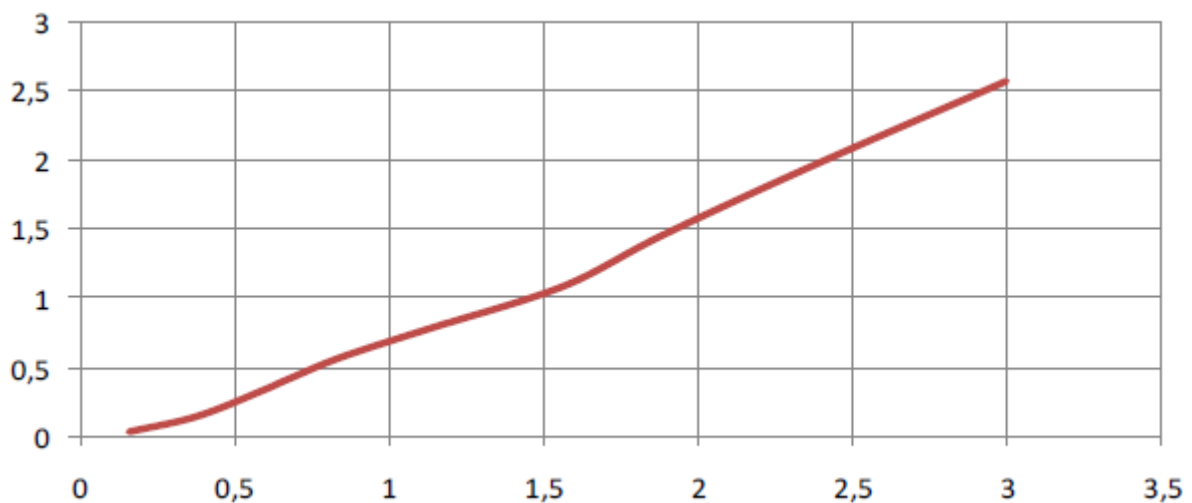


Рисунок 2.24 – Графік залежності значень α від безрозмірного параметра

Крива 2 на рис. 2.25 відображає розрахункові значення за рекомендаціями із використанням хвильових параметрів, зареєстрованих в експериментах. Для оцінки придатності цих норм була побудована також залежність $2'$, що відповідає їх використанню для умов глибокої води. У цьому випадку дифракційний параметр приймався в межах $1,0 \leq \pi D/\lambda \leq 1,5$, а крутість хвиль – $0,03 \leq h/\lambda \leq 0,04$.

Крива 3 відображає розрахунки, виконані за концепцією теорії дифракції хвиль із використанням експериментальних значень параметрів хвиль. Для інтервалу $0,9 \leq \pi D/\lambda \leq 1,5$ розрахунок проводився при безрозмірних параметрах $d/\lambda \geq 0,5$ та $0,03 \leq h/\lambda \leq 0,04$. Врахування підвищення гребеня хвилі по контуру циліндра за теорією дифракції спричиняє збільшення хвильового навантаження, що призводить до підняття розрахункової кривої $3'$.

В експериментальних роботах MacCamy RC та Fuchs RA дослідження проводилися як у глибокій воді, так і на мілководді, тоді як О.А. Гайдук досліджував хвилі при $0,1 \leq d/\lambda \leq 0,3$ та $0,04 \leq h/\lambda \leq 0,11$. Порівняння експериментальних та розрахункових даних хвильових навантажень на моделях циліндричних перешкод показало, що крива 1 за рекомендаціями [1] для глибокої води перебуває на нижній межі поля експериментальних точок. Це свідчить про те, що застосування цих рекомендацій у глибокій воді призводить до заниження хвильового навантаження. Зі збільшенням дифракційного параметра до 1,2 залежність 1 наближається до розрахункової кривої 3. У випадку мілководдя (крива $1'$) значення зсуваються вгору і перевищують верхню межу всіх експериментальних точок, при цьому найбільші розбіжності спостерігаються при $0,3 \leq \pi D/\lambda \leq 0,5$ та $h/\lambda \rightarrow 0,1$. Це пояснюється трансформацією хвильового профілю на мілководді та збільшеною крутістю хвиль. Таким чином, використання норм для розрахунку хвильових навантажень на циліндричні перешкоди великого діаметра призводить до їх заниження на глибокій воді та завищення на мілководді.

Порівняння експериментальних даних щодо хвильового навантаження з розрахунковими значеннями, отриманими за методиками відомих норм

(залежність 2), показало добру відповідність результатів [15] у умовах відносного мілководдя. Варто відзначити, що залежність 2 майже ідентична розрахункам, виконаним на основі дифракційної теорії хвиль (крива 3). Що стосується глибоководних умов, відповідно до рекомендацій норм щодо їх застосування ($D/\lambda > 0,4$ та $d/\lambda > 0,175$).

Аналіз порівняння експериментальних та розрахункових значень хвильового навантаження показав, що моделі, засновані на теорії дифракції хвиль на циліндрах великого діаметра, справедливі для різних глибин. Експериментальні дані, наведені на рис. 2.26, найкраще узгоджуються з кривою 3. Водночас, крива 3' враховує підвищення рівня вільної поверхні по контуру циліндричної перешкоди і фактично формує верхню межу всіх експериментальних точок. Тому, для проектних розрахунків хвильових навантажень на циліндричні перешкоди великого діаметра рекомендовано використовувати розрахункову залежність, основану на теорії дифракції з урахуванням хвильової поверхні по контуру циліндра, згідно з формулами (2.44), (2.45) і (2.46).

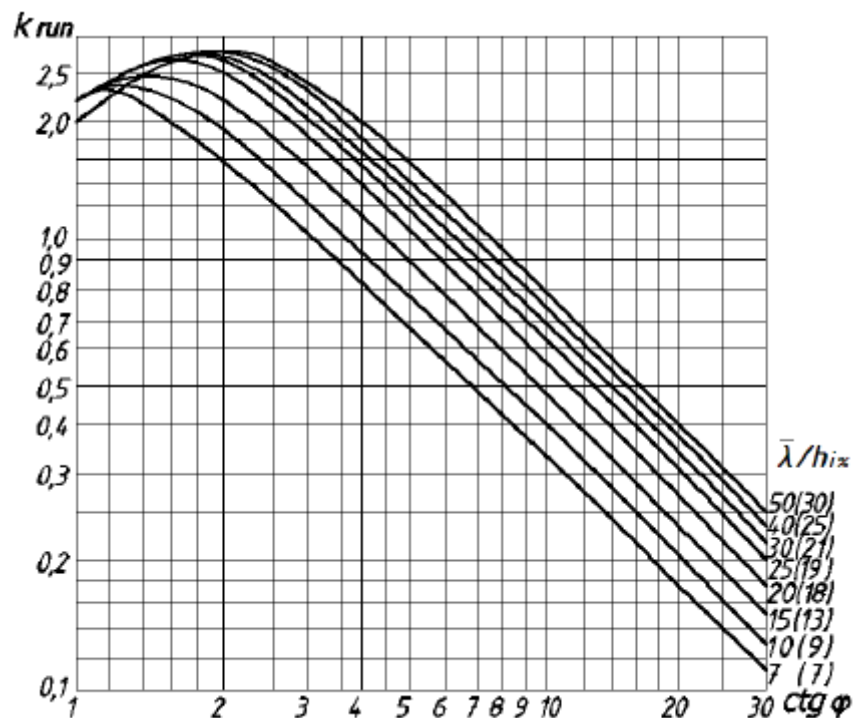


Рисунок 2.26 – Графіки значень коефіцієнта k_{run}

2.5 Вплив хвильових дій на споруди укосного типу

Рекомендації щодо розрахунку хвильових навантажень на споруди з укосним профілем, закладені в [1], протягом тривалого часу перевірялися на практиці під час проектування різних гідротехнічних споруд. Варто зазначити, що за весь період експлуатації об'єктів, спроектованих відповідно до цих норм, не спостерігалось серйозних аварійних випадків протягом останніх десятиліть.

2.5.1 Хвильове навантаження на споруди з щільними укосами

Як вже зазначалося, непроникні укоси застосовуються при спорудженні берегозахисних об'єктів на водосховищах, озерах і морях, а в окремих випадках — для захисту укосів земляних гребель з боку верхнього б'єфу. Відповідно до вказівок нормативного документа, висоту нахату хвиль з ймовірністю 1% ($h_{run1\%}$, м) для фронтально діючих хвиль на укіс при глибині перед спорудою $d \geq 2h_{1\%}$ слід визначати за формулою:

$$h_{run1\%} = k_r k_p k_{sp} k_{run} h_{1\%} \quad (2.34)$$

Для випадків, коли глибина перед спорудами $d < 2h_{1\%}$, коефіцієнт k_{run} приймається відповідно до значень пологості хвилі, наведених на рис.2.26 у дужках, яка визначається для $d = 2h_{1\%}$.

Висоту нахату хвиль на укіс для забезпеченості $i\%$ визначають множенням значення $h_{run1\%}$, отриманого за формулою (2.34), на коефіцієнт k_i , який слід приймати згідно з табл.2.9.

Таблиця 2.7 – Значення коефіцієнтів шорсткості k_r і k_p залежно від типу кріплення укосу

Конструкція кріплення укосу	Відносна шорсткість $\tau/h_1\%$	Коефіцієнт k_r	Коефіцієнт k_p
Бетонними (залізобетонними) плитами	-	1	0,9
Гравійно-галькове, кам'яне або кріплення бетонними (залізобетонними) блоками	Менш 0,002 0,005 ÷ 0,01 0,02 0,05 0,1 Більше 0,2	1 0,95 0,9 0,8 0,75 0,7	0,9 0,85 0,8 0,7 0,6 0,5
Характерний розмір шорсткості τ , м слід приймати рівним середньому діаметру зерен матеріалу кріплення укосу або середньому розміру бетонних (залізобетонних) блоків.			

Таблиця 2.8 – Значення коефіцієнта k_{sp} залежно від швидкості вітру

Значення $\text{ctg}\varphi$	1 ÷ 2	3 ÷ 5	Більше 5
Коефіцієнт k_{sp} при швидкості вітру V_w , м/с:			
20 і більше	1,4	1,5	1,6
10	1,1	1,1	1,2
5 і менше	1	0,8	0,6
φ - кут нахилу укосу до горизонту, град.			

Таблиця 2.9 – Значення коефіцієнта k_i залежно від забезпеченості

Забезпеченість по нахату i , %	0,1	1	2	5	10	30	50
коефіцієнт k_i	1,1	1	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68

Якщо фронт хвилі підходить до споруди під кутом α градусів з боку відкритої акваторії, величину нахату на укис слід коригувати, множачи на коефіцієнт k_α , прийнятий відповідно до даних таблиці 2.10.

Таблиця 2.10 – Значення коефіцієнта k_α в залежності від кута підходу фронту хвиль

Значення кута α , град	0	10	20	30	40	50	60
Коефіцієнт k_α	1	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

При визначенні висоти нахату хвиль на піщані та гравійно-галькові пляжі необхідно враховувати зміну ухилу пляжу під час шторму [16]. Найбільше зниження рівня пляжу в створі урізу води приймається рівним $0,3h$, при цьому зменшення на березі доходить до нуля, а на морі — до глибини $d = d_{cr}$, м для ґрунтів, що розмиваються, і для $d = d_{cr}$, м для ґрунтів, що не розмиваються (де h , d_{cr} і $d_{cr,u}$ — відповідно висота хвилі та глибина води у створах першого і останнього обрушень, м).

Епюра хвильового тиску на укіс з коефіцієнтом $1,5 \leq \text{ctg}\phi \leq 5$, укріплений монолітними або збірними плитами, наведена на рис.2.37, при цьому максимальний розрахунковий хвильовий тиск p_d , кПа, визначається за формулою:

$$k_s = 0,85 + 4,8 \cdot \frac{\bar{h}}{\bar{\lambda}} + \text{ctg}\phi(0,028 - 1,15 \frac{\bar{h}}{\bar{\lambda}}) \quad (2.35)$$

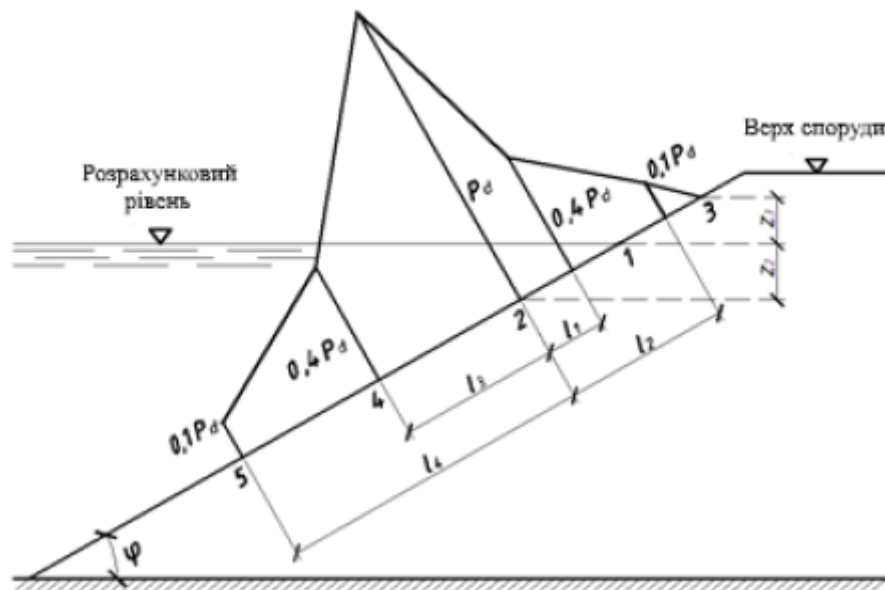


Рисунок 2.27 – Епюра максимального розрахункового хвильового тиску на укіс, укріплений плитами

2.5.2 Дія хвиль на споруди, виконані з бутового каменю та блоків складної форми

Відповідно до положень нормативного документа, під час проектування укісних гідротехнічних споруд (молів, хвилеломів, земляних гребель, берегозахисних укріплень) та облицювання укосів рваним каменем, стандартними або фасонними бетонними та залізобетонними блоками, масу окремого елемента m або mz , т, що забезпечує його рівноважний стан під дією хвиль вітрового походження, слід визначати наступним чином: для ділянки укосу від верхньої точки споруди до глибини $z = 0,7h$ розрахунок виконується за формулою:

$$m = \frac{3,16k_{fr}p_m h^3}{\left(\frac{p_m}{p} - 1\right)^3 \cdot \sqrt{1 + ctg^3 \varphi}} \cdot \sqrt{\frac{\lambda}{h}} \quad (2.36)$$

Особливо важливо врахувати, що величина хвилі h у наведених залежностях є саме розрахунковою висотою в умовах розрахункового шторму.

У ситуаціях, коли укоси проєктованих споруд закріплюються несорттованим каменем, значення коефіцієнта зернового складу k_{gr} повинно лежати в межах заштрихованої області, поданої на графічній залежності рис. 2.30.

Параметр k_{gr} визначають за формулою:

$$k_{gr} = \sqrt[3]{\frac{m_i}{m}} = \frac{D_{ba,i}}{D_{ba}} \quad (2.37)$$

Зерновий склад несорттованого кам'яного накиду, що відповідає заштрихованому діапазону на рис. 2.40, може застосовуватися лише для споруд з укосами, пологість яких знаходиться у встановлених межах, а розрахункова висота хвилі не перевищує 3 м.

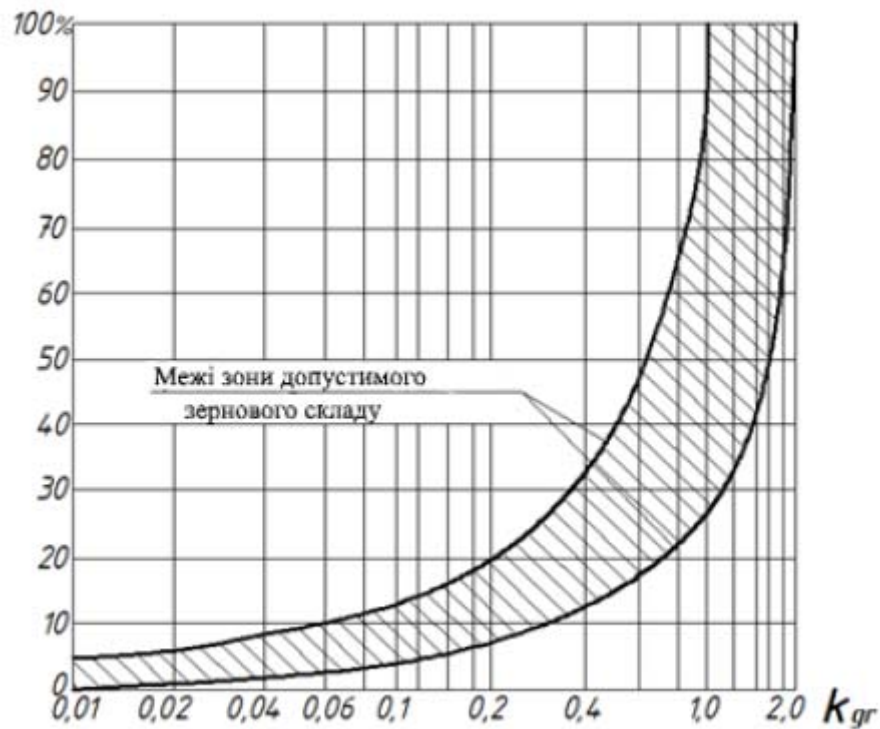


Рисунок 2.30 – Графік визначення допустимого зернового складу несортованого кам'яного начерку для кріплення укосів

Для укосів з більш пологими нахилами, які планується зміцнювати різнозернистою несортованою кам'яною сумішшю, потрібна маса окремого каменю m , т, що гарантує його граничну стійкість під хвильовим впливом, визначається за формулою (2.55). При цьому отриманий результат необхідно додатково помножити на коефіцієнт, що встановлюється згідно з табл. 2.14.

Таблиця 2.14 – Залежність коефіцієнта k_φ від кута нахилу укосів та пологості хвиль

$\text{ctg} \varphi$	6	8	10	12	15
Коефіцієнт k_φ при $\bar{\lambda}/h \geq 10$	0,78	0,52	0,43	0,25	0,2

Мінімальна частка фракцій діаметром, яка відповідає розрахунковій масі каменю в несортованому різнозернистому накиді, повинна прийматися за значеннями табл. 2.15.

Подані методики розрахунку забезпечують можливість проектування укисних гідротехнічних споруд різного призначення. У разі проектування укосів складної конфігурації або створення нових конструктивних рішень, які не охоплені чинними нормативними рекомендаціями, необхідно передбачати науковий супровід та виконання експериментальних досліджень.

Таблиця 2.15 – Значення коефіцієнта різнозернистості

Коефіцієнт різнозернистості D_{60} / D_{10}	5	10	20	40-100
Мінімальний вміст фракцій діаметром D_{60} % (за вагою)	50	30	25	20

2.5.3 Вибір висотного положення надводних конструктивних елементів гідроспоруд відносно проектних рівнів води

Призначення висотних відміток надводних елементів гідротехнічних споруд має важливе прикладне значення. У процесі проектування кожного окремого об'єкта це питання вирішується індивідуально з урахуванням комплексу чинників: функціонального призначення споруди, її конструктивної схеми, а також природних особливостей району будівництва. Очевидно, що надмірне завищення цих позначок призводитиме до безпідставного збільшення вартості об'єкта, тоді як їх заниження може спричинити переливання води, обмерзання надводних елементів або навіть аварійні ситуації.

До головних природних факторів належать глибина у створі споруди, параметри розрахункових хвиль та коливання рівня води. Саме величина глибини перед спорудою визначає розрахункові параметри хвиль. Як

розрахункові приймаються рівні забезпеченості 98% та 1%. З урахуванням цих відміток визначають хвильові навантаження та позначки елементів верхньої будови або нижніх меж надводних частин у різних розрахункових ситуаціях. Також враховуються клас капітальності споруди та її конструктивне виконання.

Для споруд укісного типу вирішальним параметром є величина нахату хвилі відповідної забезпеченості в умовах розрахункового шторму при рівні води 1% забезпеченості. Оскільки цей рівень враховує всі природні чинники, що впливають на його формування, остаточна позначка споруди визначається з додатковим інженерним запасом, який зазвичай становить 0,5–1,0 м.

В Україні висоту надводної частини причальних споруд у захищених акваторіях приймають +2,5 м над “0” порту, що відповідає рівню води близько 100% забезпеченості для Азовського та Чорного морів. Відмітки надводних ділянок огорожувальних споруд визначають, виходячи з висоти хвилі 1% забезпеченості в умовах розрахункового шторму з повторюваністю раз на сто років. При цьому допускається можливість поодиноких локальних переливів хвиль рідкісної повторюваності.

На основі критичного аналізу нормативних рекомендацій щодо визначення позначки низу верхньої будови морських нафтогазопромислових споруд у роботі запропоновано низку уточнень. Ці пропозиції враховують конструктивний тип споруди та характер її розташування у морських умовах.

Опорні частини таких споруд можуть виконуватися у вигляді однієї великодіаметральної циліндричної опори (тип «монопод», рис.2.31) або як система кількох циліндричних опор — двох, трьох чи чотирьох (рис.2.32). Окремі морські платформи можуть мати й вертикальний профіль різних планових форм (рис.2.33). При визначенні відмітки надводної частини враховують також умови розташування споруди — глибоку воду або відносне мілководдя — а також взаємозв’язок коливань рівня моря зі штормовими процесами.

Для споруд, встановлених на великих глибинах ($d/\lambda > 0,5$), якщо їх опорна частина представлена одною циліндричною опорою великого діаметра (рис.2.31) або групою опор (рис.2.32), і під палубою відсутні конструкції, що можуть зменшувати вертикальну складову хвильового впливу, розрахункова залежність набуває такого вигляду:

$$H_{\text{кл}} = H_{\text{уmax}} + \eta_{\text{сmax}} + \Delta h \quad (2.38)$$

де $H_{\text{уmax}}$ – найбільший розрахунковий рівень води, що встановлюється відповідно до вимог нормативних документів; $\eta_{\text{сmax}}$ – граничне підвищення гребеня розрахункової хвилі поблизу поверхні вертикальної циліндричної споруди; Δh – конструктивний резерв, який становить 10% від висоти хвилі 0,1% забезпеченості в умовах розрахункового штормового режиму та визначається згідно з нормами.

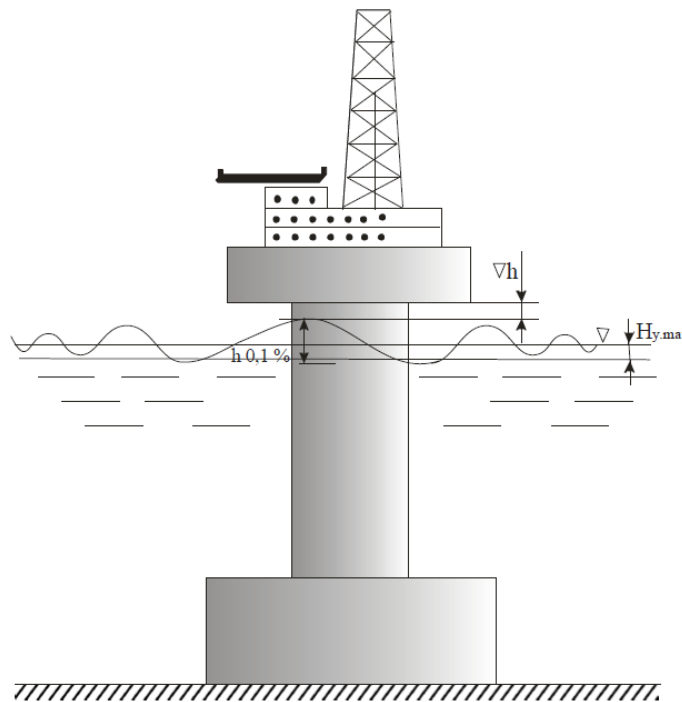


Рисунок 2.31 – Морська нафтогазопромислова споруда типу «монопод»

Максимальна величина підняття гребеня хвилі біля вертикальної циліндричної конструкції, $\eta_{\max}$, м, відносно розрахункового рівня води обчислюється за формулою:

$$\eta_{\max} = \xi_{\max} \eta_{c,i} \quad (2.39)$$

де $\xi_{\max}$ – коефіцієнт пікового підвищення хвилі біля поверхні вертикальної циліндричної перешкоди, що задається таблицею 2.16 або графічно за рис. 2.34; $\eta_{c,i}$ – значення перевищення вершини хвилі з висотою забезпеченості $i = 0,1\%$ над розрахунковим рівнем води, яке визначається за формулою:

$$\eta_{c,i} = \frac{h_i}{2} + \frac{\pi h_i^2}{8\lambda} \frac{\operatorname{ch} kd (1 + 2\operatorname{ch}^2 kd)}{\operatorname{sh}^3 kd} \quad (2.40)$$

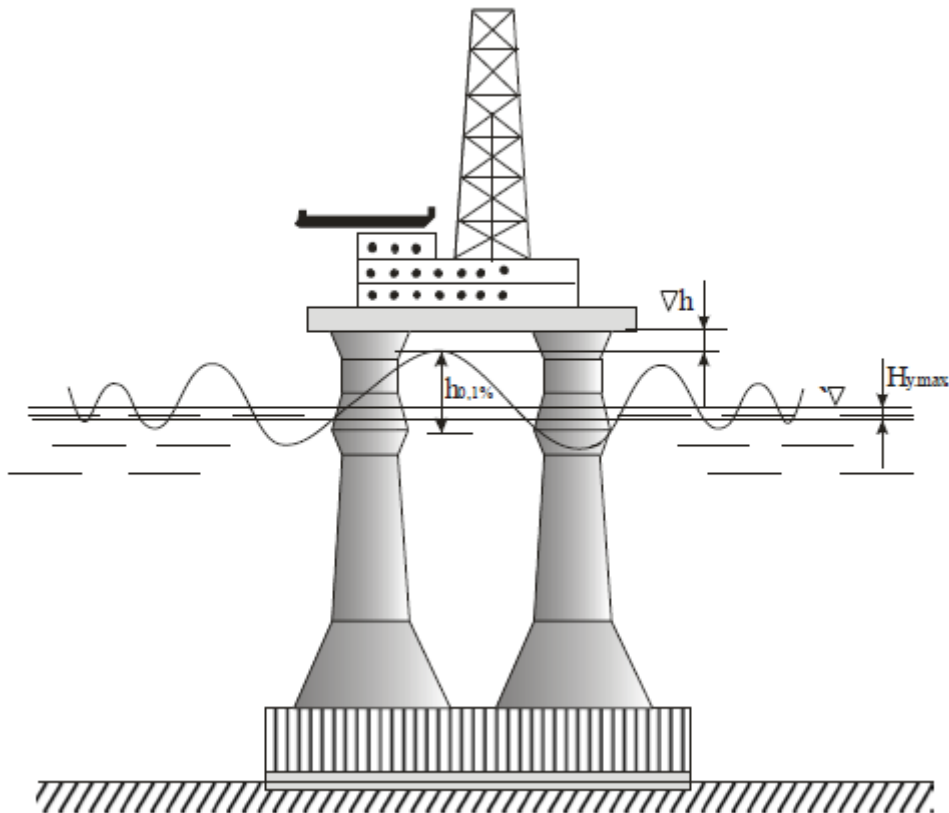


Рисунок 2.32 – Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда на кількох опорах

У разі встановлення такої споруди в зоні відносного мілководдя (коли $d/\lambda < 0,5$), параметри хвиль у системі розрахункового шторму слід визначати з обов'язковим урахуванням процесів трансформації та рефракції хвиль під час їх поширення від глибоководної частини акваторії до місця розташування споруди. У будь-якому з цих випадків, відповідно до положень відомчих нормативів, необхідно враховувати максимальне підвищення рівня хвилі $\eta_{\max}$ біля вертикальних циліндричних перешкод, що визначається залежно від дифракційного параметра $\pi D/\lambda$.

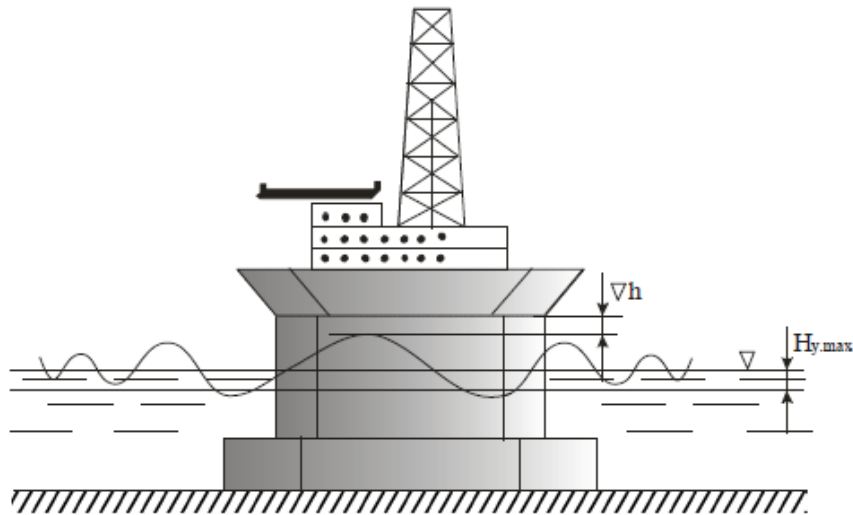


Рисунок 2.33 – Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда вертикального профілю

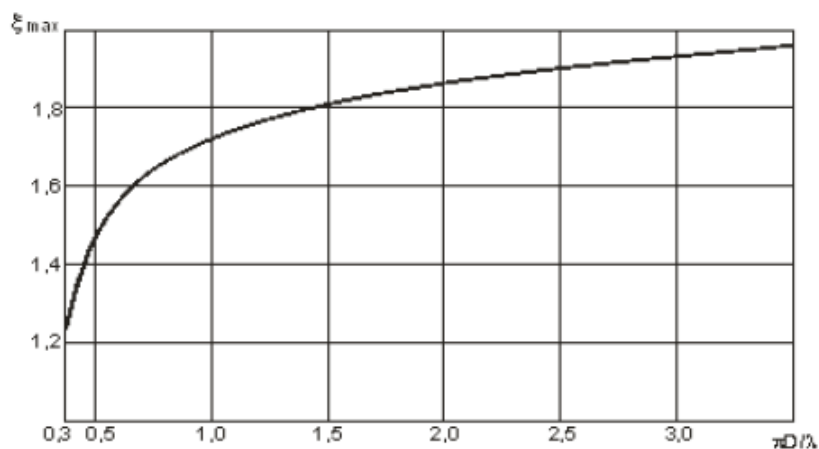


Рисунок 2.34 – Значення максимальних підвищень гребенів хвиль біля циліндричних перешкод в залежності від відносного діаметра

Під час проектування морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд вертикального типу, виконаних у формі вертикальної стінки, висотну позначку низу палуби слід обирати на основі відповідної розрахункової залежності:

$$H_{\text{кл}} = H_{\text{ymax}} + \eta_{\text{сmax}} + \Delta h \quad (2.41)$$

Використання різноманітних конфігурацій камер гасіння, розміщених під верхньою будовою на опорних елементах морських нафтогазових гідротехнічних споруд, забезпечує мінімізацію контакту хвиль малої забезпеченості з верхньою частиною споруди. За таких умов вертикальна складова хвильового навантаження не створює загрози для конструкції. Тому висотна відмітка низу верхньої будівлі може визначатися з урахуванням характеристик хвиль у системі шторму заданої повторюваності в районі проектування та рівня капітальності споруди. Слід підкреслити, що на сьогодні відсутні однозначні критерії, які б дозволили чітко віднести конкретну морську нафтогазопромислову споруду до певного класу капітальності. Така класифікація потребує подальшої наукової розробки.

Конструктивний запас має визначатися з урахуванням особливостей опорної частини споруди, типів камер гасіння або інших елементів, розташованих під верхньою будівлею, на основі аналізу результатів фізичного моделювання на тривимірних лабораторних моделях.

Під час проектування морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд наскрізного типу (див. рис.2.35), призначених для облаштування морських родовищ вуглеводнів у незамерзаючих акваторіях, залежність для визначення позначки низу верхньої будівлі над розрахунковим рівнем води матиме іншу форму.

Оскільки опорні елементи наскрізних конструкцій складаються з обтічних структур, які не спричиняють суттєвого порушення гідродинамічної структури хвильового поля, під час взаємодії хвиль з такими спорудами практично виключається їх відбиття від опор. У подібних умовах розрахункова формула набуває такого вигляду:

$$H_{\text{кл}} = H_{\text{умах}} + 0,6 h_{1\%} + \Delta h \quad (2.42)$$

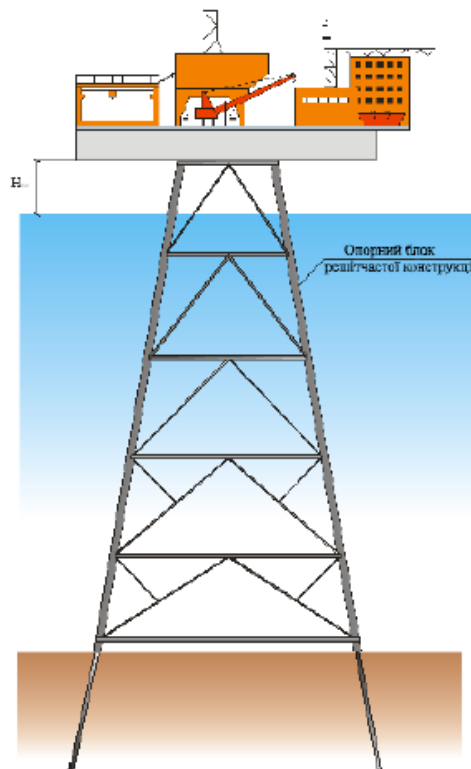


Рисунок 2.35 – Підвищення палуби МНГС наскрізного типу над розрахунковим рівнем

Остаточне уточнення висотної відмітки низу палуби МНГС із врахуванням гідрометеорологічних параметрів, морфології дна та інших природних факторів конкретної ділянки будівництва повинно проводитись у рамках наукового супроводу кожного проекту. Це здійснюється на основі узагальнення та інтерпретації результатів фізичного моделювання на повноцінних тривимірних моделях.

2.5.4 Заходи щодо стабілізації та збереження верхніх ґрунтових горизонтів від розмивання поблизу фундаментних конструкцій гідротехнічних об'єктів

Загальновідомо, що під час зведення гідротехнічних споруд на порівняно малих глибинах під дією вітрових хвиль та течій відбувається інтенсивний розмив поверхневих шарів ґрунту біля їхніх фундаментів. Це стосується насамперед огорожувальних, берегозахисних споруд, а також морських нафтогазопромислових гідротехнічних об'єктів (див. рис. 2.36), що встановлюються на невеликих глибинах. Тому на різних стадіях проектних робіт обов'язково аналізуються можливі схеми захисту морського дна від локальних розмивів. Якщо такі конструктивні рішення будуть недостатньо обґрунтовані або під час будівництва відбудуться відхилення від вимог нормативів, це може спричинити втрату стійкості гідротехнічних споруд. Щоб уникнути подібних негативних наслідків, перед вибором конструкції захисту у проектній практиці визначають донні швидкості з урахуванням параметрів хвильового процесу та глибини в районі споруди. На основі отриманих значень підбирається необхідна крупність каменю або щебеню для захисного шару. Найбільш точні результати забезпечують розрахунки, що враховують геометричні особливості фундаментної частини споруд. Додатково на проектному етапі враховують тривалість і напрямки штормів, характерних для району будівництва, а також хвильові параметри в умовах розрахункового шторму.

Під час оцінювання можливих розмивів основи від сумісного впливу хвиль і течії порівнюють швидкість потоку біля споруди з характерними критичними швидкостями, що відповідають окремим стадіям руху частинок поверхневого ґрунту. У процесі переміщення частинок ґрунту під впливом хвильових коливань і течій виділяють чотири характерні етапи:

- стадія 1 – втрата рівноваги окремих частинок, початок їх зрушення та перекидання;
- стадія 2 – формування масового переміщення частинок і поява рифлів;
- стадія 3 – руйнування рифлів та активний рух частинок по дну;
- стадія 4 – масове перенесення завислих частинок.

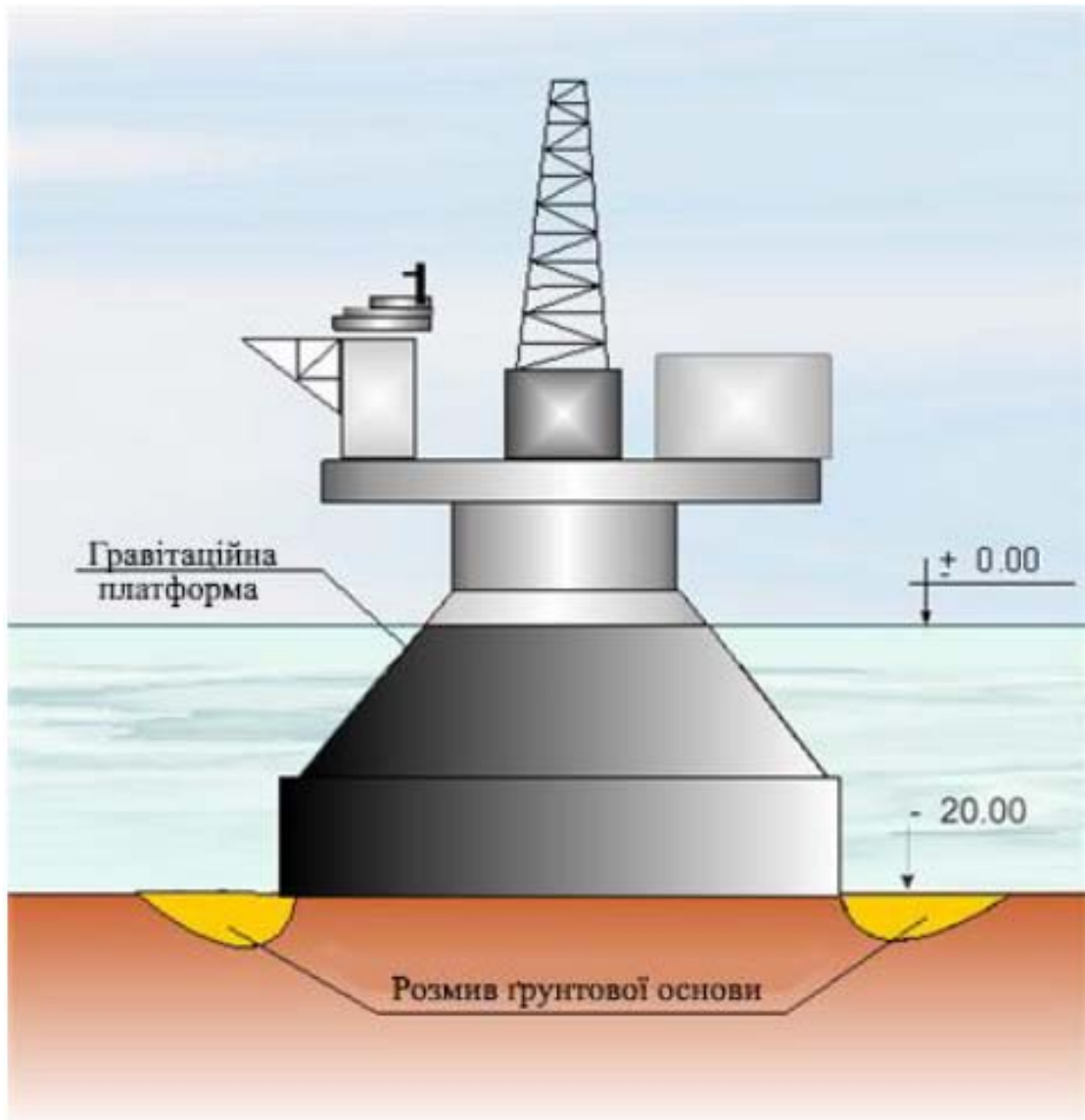


Рисунок 2.36 – Розмив біля фундаментів МНГС гравітаційного типу

Початковий зсув частинок (стадія 1) визначається певною швидкістю потоку, що називають критичною. Її обчислюють за відповідною формулою. На основі експериментальних даних був побудований графік (рис. 2.37), який

відображає залежність критичної донної швидкості $v_{кр}$ від середнього діаметра частинок d .

Для інших стадій руху частинок експериментально встановлено такі донні швидкості:

- стадія 2: нижня межа $v(2)_{\min} = 1,25v_{кр}$, верхня – $3,5v_{кр}$;
- стадія 3: $v(3)_{\min} = 4,5v_{кр}$;
- стадія 4: $v(4)_{\min} > 4,5v_{кр}$.

Під час обтікання циліндричної опори потоком сталої інтенсивності поблизу передньої частини перешкоди утворюється низхідна течія внаслідок гальмування потоку. На дні по периметру фундаментної частини формуються підковоподібний та бічні вихори. Саме підковоподібний вихор визначає формування вирви розмиву, її глибину, тоді як бічні вихори забезпечують винесення ґрунту за межі утвореної вирви.

Проектування захисту дна по периметру фундаментів морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд виконується після визначення можливих глибин місцевих розмивів. Така процедура є обов'язковою, якщо:

Вихідні дані для виконання подібних розрахунків включають такі параметри:

- глибина водного шару d при розрахунковому рівні з забезпеченістю 1%;
- висота хвилі h тієї ж забезпеченості 1% у межах системи хвиль шторму заданої повторюваності;
- середній період хвиль T , с;
- середнє за товщею води значення швидкості течії U_c , м/с;
- поперечний розмір фундаментної частини МНГС на рівні морського дна B , м;
- розрахунковий діаметр частинок ґрунту $d_{\text{ч}}$;
- питоме зчеплення ґрунту c , кПа.

Оцінювання локальних розмивів дна потрібно здійснювати за умови:

Глибину вирви, що утворюється внаслідок взаємодії хвиль і течії безпосередньо біля фундаментів МНГС, слід обчислювати за формулою:

На сьогодні в Україні майже немає практичного досвіду зведення споруд значних поперечних габаритів у мілководній частині шельфу, яка характеризується наявністю течій та інтенсивною штормовою дією. Для таких конструкцій критично важливо передбачити ефективні заходи протидії місцевому розмиву їх основи.

Практика будівництва глибоководних гравітаційних платформ у Північному морі засвідчила, що застосування по периметру фундаментної частини ребристих («спідничних») елементів у поєднанні з невеликим шаром кам'яної або гравійної відсипки забезпечує надійний захист ґрунту від розмиву.

Процес місцевої ерозії ґрунтової основи біля фундаментів МНГС починається фактично відразу після встановлення споруди на морське дно. Через це роботи із захисту основи необхідно виконувати паралельно або одразу після монтажу гідротехнічної споруди у проектне положення.

В інженерній практиці найбільш поширеним є пасивний тип захисту у вигляді штучних укріплень поверхні ґрунту, що формуються за допомогою кам'яного накиду та контрфільтра. При цьому розрахункову крупність каменю визначають із умови.

Товщина шару кріплення H_p повинна бути не меншою за $3 \cdot D_p$, а ширина зони укріплення B_p — не меншою за $8 \cdot H_p$. Розміри укріплювального накиду в плані призначають так, щоб ширина захисної ділянки навколо споруди була максимальною з двох величин:

- найбільшої довжини вирви розмиву;
- відстані від межі опорної частини до першого вузла стоячої хвилі, що становить $0,25\lambda$, де λ — довжина розрахункової хвилі.

Максимальна довжина вирви розмиву $l_{p, \max}$ визначається за виразом:

Разом із тим фізичний механізм руйнування ґрунтової основи під дією хвильових процесів є значно складнішим, і на сьогодні не розроблено надійної

математичної моделі, яка б повністю описувала це явище. Тому вивчення такого процесу все ще базується на даних фізичного моделювання. У зв'язку з цим остаточні рішення щодо параметрів захисного укріплення повинні прийматися на підставі аналізу результатів спеціальних модельних досліджень, виконаних з урахуванням рельєфу дна, глибини водойми та розрахункових характеристик хвиль і течій у зоні встановлення відповідної споруди.

Досвід зведення островних нафтогазопромислових споруд на Алясці показав, що витрати на забезпечення захисту від місцевого розмиву складають значну частку загальної вартості будівництва. Однак підводно-технічні роботи, пов'язані з усуненням розмивів у споруд, що вже експлуатуються, та спричинені недостатньою ефективністю початкового захисту основи, обходяться набагато дорожче.

З огляду на те, що проблема місцевих розмивів дотепер вивчена недостатньо, у процесі експлуатації гідротехнічних споруд доцільно проводити систематичний моніторинг технічного стану захисних конструкцій у зоні фундаментів. Особливо корисними при цьому є дані щодо параметрів штормових явищ та тривалості їх впливу.

Після теоретичного аналізу впливу хвильових навантажень на гідротехнічні об'єкти розглянемо основні технологічні підходи та організаційні заходи, що забезпечують ефективне будівництво споруд неповного вертикального профілю огорожувального типу в умовах водного середовища.

3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА СПОРУД НЕПОВНОГО ВЕРТИКАЛЬНОГО ПРОФІЛЮ ОГОРОДЖУВАЛЬНОГО ТИПУ

3.1 Технологія підготовчих робіт на акваторії

Підготовчі роботи на акваторії є одним із ключових етапів спорудження гідротехнічних конструкцій неповного вертикального профілю огороджувального типу. Їх основною метою є створення безпечних і стабільних умов для виконання основних будівельно-монтажних процесів, забезпечення точності прив'язки споруди до планового та висотного положення, а також підвищення надійності та довговічності майбутньої конструкції.

3.1.1 Підготовка акваторії до будівництва

Підготовка акваторії перед будівництвом гідротехнічних споруд є одним із ключових етапів, що забезпечує створення необхідних інженерно-геологічних і технологічних умов для подальшого зведення об'єктів. Водне середовище накладає специфічні обмеження, пов'язані з нестійкістю ґрунтового підстави, варіативністю глибин, наявністю мулистих відкладень та природних або штучних перешкод. Тому до початку будівельних робіт обов'язково проводять комплекс днопоглиблювальних, очищувальних та обстежувальних заходів, що гарантують відповідність фактичного стану дна вимогам проектної документації.

Днопоглиблення є основним технологічним процесом, що забезпечує підготовку основи та досягнення проектної глибини водойми. У зоні майбутньої

споруди часто зустрічаються мулисті, слабкі або неоднорідні відкладення з низькою несучою здатністю, які не здатні забезпечити стабільність конструкцій і можуть спричиняти нерівномірні осідання, просідання та деформації огорожувальних споруд.

Для видалення слабких ґрунтів застосовують різні механізми:

- 1) Грейферні установки – для вилучення мулистих відкладень, піску або дрібного каміння на невеликих глибинах;
- 2) Землесосні снаряди – ефективні при перекачуванні значних обсягів розріджених ґрунтів та мулу на великі відстані (рис. 3.1);
- 3) Механічні днопоглиблювачі – використовуються для роботи зі щільними або змішаними ґрунтами.

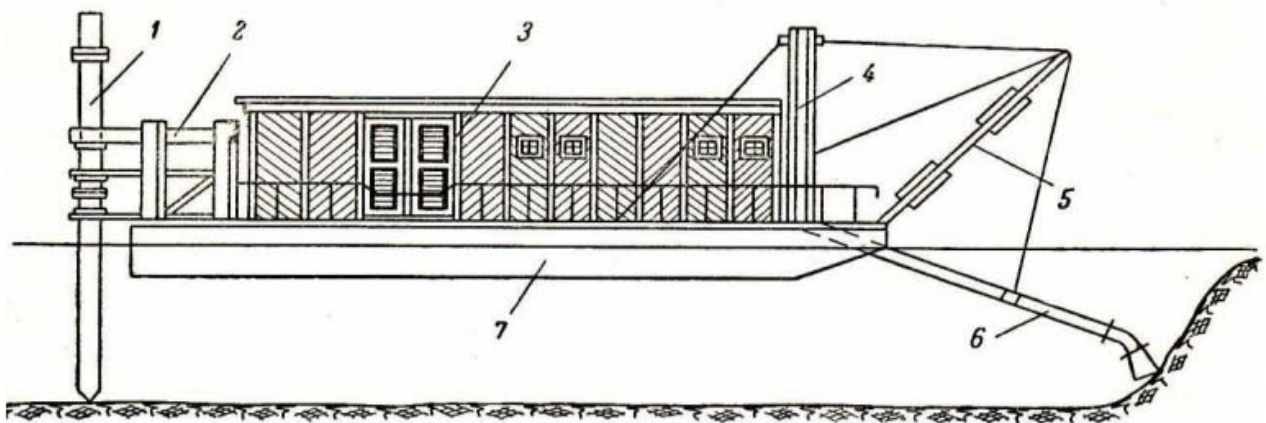


Рисунок 3.1 – Плавучий землесосний снаряд (вигляд збоку):

- 1 – паля; 2 – фундамент апарату; 3 – палубна надбудова; 4 – портална рама;
5 – стріла; 6 – усмоктувальна труба; 7 – металевий понтон

Вибір конкретної техніки визначається глибиною водойми, гранулометричним складом ґрунтів, інтенсивністю течій, екологічними обмеженнями та обсягом вилучення ґрунту. Після видалення слабких відкладень дно вирівнюють до проектної позначки з мінімальними відхиленнями, що необхідно для точного монтажу понтонів, робочих платформ та інших конструктивних елементів. У деяких випадках проводиться додаткове

укріплення дна геотекстильними матеріалами або підсипанням піщано-гравійної суміші для покращення несучих і фільтраційних властивостей основи.

Розглянемо технологію розроблення ґрунту плавкими землесосними снарядами. Землесосний снаряд (рис. 3.2) всмоктує ґрунт разом із водою, утворюючи пульпу, яку транспортують по трубопроводах до ділянки наживу насипу. Для підтримки постійної подачі пульпи необхідно забезпечити безперервний контакт всмоктувального механізму з поверхнею ґрунту, тому ґрунт розробляють шляхом поступового переміщення землесосного снаряда. Цю операцію називають папільонуванням (рис. 3.3). Вона здійснюється за допомогою двох палей на кормі плавучого снаряда та якорів, які встановлюють попереду нього. Снаряд підтягують до одного з якорів, обертаючи його навколо однієї палі, закріпленої на дні забою, при цьому другу палю піднімають.



Рисунок 3.2 – Транспортування ґрунту землесосними снарядами

Після завершення повороту до межі забою снаряд пересувають до протилежного якоря й обертають навколо другої палі, що опускається на дно, а першу палю піднімають. Переміщення візка проводять у моменти, коли снаряд розташований вздовж осі виробки.

Для підвищення продуктивності гідромеханізованих робіт та зниження їх вартості важливо досягати максимальної консистенції пульпи й забезпечувати її рівномірність. Контроль щільності пульпи в трубопроводах здійснюють за допомогою радіометричних приладів.

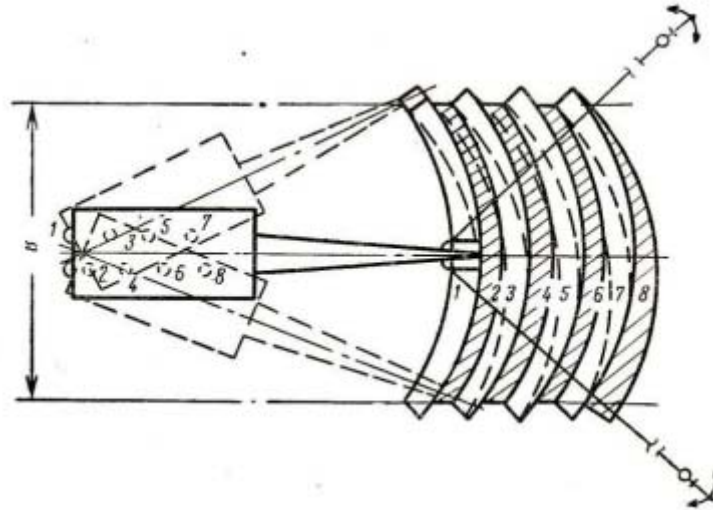


Рисунок 3.3 – Розроблення ґрунту плавким снарядом способом папільонування

Насипи, які створюють гідромеханізованим способом, повинні відповідати тим самим вимогам, що й насипи, зведені землерийними машинами: весь об'єм наміву має формуватися з однорідного, стійкого ґрунту. Існують два способи намівання ґрунту: естакадний і безестакадний (рис. 3.4).

При естакадному способі пульпу подають через розподільні трубопроводи, укладені на дерев'яних естакадах. Насип формують через регульовані випуски в пульповоді. Після завершення наміву більшість дерев'яних елементів естакади залишаються в насипі, що знижує його якість і призводить до втрат деревини. Використання цього способу потребує 2,5–3,5 м³ лісу на 1000 м³ ґрунту.

У сучасному будівництві переважає безестакадний метод, коли пульпа подається через трубопровід, розташований безпосередньо на поверхні наміву. Пульпу випускають з кінцевої секції труби. Нарощування труб проводять краном із мінімальним тиском на ґрунт або екскаватором з гаком. Це дозволяє обвалювати карти наміву під час нарощування або демонтажу труб. Для

безестакадного методу використовують розтрубні труби, які легко монтувати і демонтувати краном. При цьому кількість робітників на ділянці зменшується вдвічі.

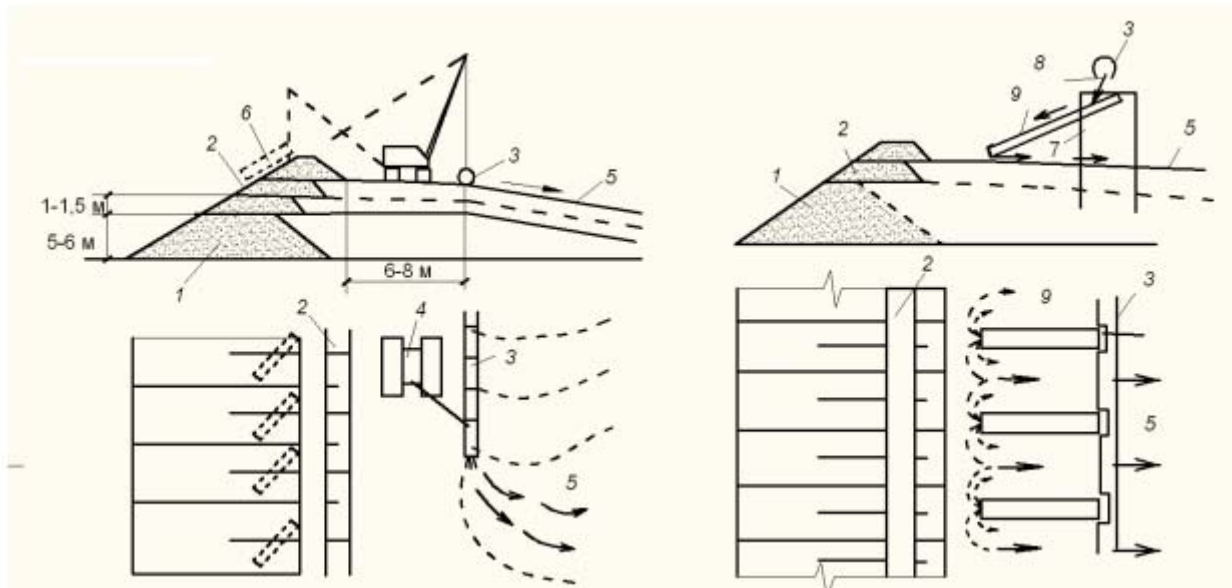


Рисунок 3.4 – Способи наміву:

- а – безестакадний; б – естакадний; 1 – дамба початкового обвалування;
 2 – дамби проміжного обвалування; 3 – пульповід; 4 – кран для перестановки
 пульпопроводу; 5 – пляж наміву; 6 – розташування вільних ланок пульповоду;
 7 – естакада; 8 – отвори в пульповоді, що регулюються;
 9 – лотки

Процес намівання починають із торця першої ланки трубопроводу, покладеної на початку карти, і формують шар ґрунту необхідної товщини. Далі наросчують другу ланку трубопроводу без перерв у подачі пульпи, забезпечуючи тонкошарове намівання по всій довжині карти. Під час розробки розподільного трубопроводу його поступово вкорочують: кінець останньої ланки піднімають краном на висоту, що відповідає товщині шару, а потім від'єднують. Намівання супроводжується рухом крана взад-вперед. Товщина шару залежить від виду ґрунту та продуктивності землесосного снаряда; для пісків при 300–500 м³/год вона становить 0,6–0,7 м при наросчуванні труб і 0,2 м при їх укороченні.

Виключення естакад дозволяє повністю механізувати обвалування насипу за допомогою бульдозерів або екскаваторів. Цей метод застосовують, якщо

намитні ґрунти швидко віддають воду, що забезпечує пересування крана на широких гусеницях. Для глинистих ґрунтів його застосування неможливе.

Окрім безстакадного, використовується низькоопорний метод намитання з товщиною шару 1,0–1,2 м. Після досягнення заданої висоти насипу стояки піднімають і встановлюють вище. При невисокій інтенсивності намитву (до 0,1 м/добу) досягається максимальна щільність насипу, при 1,0 м/добу щільність близька до максимально пухкого стану ґрунту. Інтенсивність намитання залежить від гранулометричного складу ґрунту та фільтраційних властивостей основи: для дрібного піску вона не повинна перевищувати 0,2–0,3 м/добу, для великого – до 0,5 м/добу.

Під час намитання необхідно відводити скидну воду за межі карти, оскільки її застоювання може спричинити утворення глинястих лінз.

Після досягнення проектної глибини здійснюють очищення ділянки від сторонніх предметів. На дні водойм часто знаходяться природні або техногенні об'єкти, здатні заважати роботам, пошкоджувати обладнання або створювати локальні просадки під конструкціями. До таких об'єктів відносяться:

- затонулі дерев'яні стовбури та коріння;
- уламки старих гідротехнічних споруд;
- каміння та великі валуни;
- металеві предмети, арматура, уламки суден;
- побутове сміття та залишки водної рослинності.

Видалення виконується за допомогою підводних маніпуляторів, грейферів, спеціальних захватів або водолазів залежно від маси та розташування об'єктів. Особлива увага приділяється видаленню надмірної рослинності, яка ускладнює бетонування, встановлення шпунтів та може спричинити гниття й ослаблення основи. Після очищення проводять контрольне обмірвання дна для підтвердження його відповідності проектним параметрам.

Завершальним етапом підготовки є детальне підводне обстеження з використанням сертифікованих водолазів та спеціального обладнання. Метою

обстеження є визначення фактичного стану дна та виявлення ділянок, які потребують додаткової підготовки або коригування технології.

Під час обстеження оцінюють:

- щільність і структуру ґрунтів, їх фактичний склад;
- наявність локальних заглиблень, каверн чи твердих включень;
- зони потенційного підмивання або інтенсивної ерозії;
- залишки техногенних об'єктів, що не були видалені під час очищення;
- фактичні відхилення від проектних позначок.

Для цього застосовують відеокамери, гідролокатори бокового огляду, профілографи та інші гідрографічні прилади. Водолази виконують візуальний контроль важкодоступних ділянок, а отримані дані оформлюються у вигляді актів та схем обстеження.

Результати підводного огляду використовуються для коригування плану будівельних робіт, уточнення геодезичних реперів та перевірки готовності акваторії до монтажу тимчасових і постійних конструкцій.

3.1.2 Влаштування тимчасових споруд

Організація будівництва гідротехнічних об'єктів на водоймах передбачає створення комплексу тимчасових споруд, які забезпечують розміщення техніки, будівельних матеріалів і персоналу, а також гарантують безпеку та безперервність робіт. Тимчасові конструкції повинні відповідати критеріям стійкості, плавучості та адаптивності до впливу зовнішніх водних факторів, таких як хвилювання, течії та коливання рівня води.

Важливою складовою організації робіт на воді є плавуча інфраструктура. Понтонні системи (рис.3.5) виступають як тимчасові робочі майданчики, що дозволяють розміщувати будівельне обладнання, механізми, зони складування

матеріалів і маршрути пересування персоналу. Вибір типу понтонів визначається їх вантажопідйомністю, стійкістю до хвильового впливу та специфікою монтажних операцій.



Рисунок 3.5 – Послідовність розвантаження баржи-понтона, що перевертається

Плавучі крани (рис.3.6) застосовуються для підйому та монтажу великих і важких конструкцій — секцій, блоків, армокаркасів, занурення паль та шпунтових елементів. Використання таких кранів дозволяє мінімізувати потребу у створенні дорогих стаціонарних підходів або мостів для техніки.

Окремо облаштовуються робочі платформи, які оснащені системами фіксації до дна або берега для забезпечення стабільності під час виконання точних операцій. Часто вони мають модульну конструкцію, що дає змогу швидко адаптувати платформи під конфігурацію будівельного майданчика.

Якщо проєкт передбачає створення локальної сухої ділянки або зниження рівня води в котловані, зводять тимчасові перемички та обвалування. Перемички формують замкнутий контур, який ізолює робочу ділянку від акваторії і дозволяє проводити відкачування води.



Рисунок 3.6 – Плавучі крани

Матеріали для перемичок підбирають з урахуванням гідродинамічних навантажень та властивостей ґрунту: використовують глинисті породи, піщано-гравійні суміші, кам'яну накидку або комбіновані конструкції з геотекстильним укріпленням. Для великих глибин застосовують комбіновані обвалування — земляні насипи в поєднанні зі шпунтовими стінками, що забезпечує герметичність, стійкість і тривале утримання водовідведеної зони.

Для створення безпечного і стабільного робочого середовища встановлюють тимчасові огорожувальні конструкції. Найпоширенішими є шпунтові стінки, які зменшують вплив хвильового тиску та течій, запобігають розмиву ґрунтів і забезпечують захист робочого простору.

Ці стінки виконують функцію бар'єру від зовнішніх гідродинамічних впливів, що дозволяє підтримувати точність позиціонування обладнання,

стабільність понтонів і платформ, а також знижує ризик аварій. У зонах зі складними течіями або підвищеним хвилюванням передбачають додаткові укріплення — якірні системи, відбійні щити або комбіновані огороження з габіонів та бетонних блоків.

3.1.3 Геодезичне забезпечення будівництва на воді

Геодезичне забезпечення є одним із ключових етапів організації будівництва гідротехнічних споруд, оскільки правильне розташування конструктивних елементів визначає їх експлуатаційну надійність, стійкість і тривалість служби. Специфічні умови акваторії ускладнюють винесення проєктних параметрів на місцевість, тому застосовується комплекс берегових, плавучих та супутникових засобів, що гарантують точний контроль геометрії на всіх стадіях будівництва.

Проєктні осі споруди та розбивочні точки зазвичай визначають через берегові геодезичні репери, закріплені на стабільних ділянках берегової лінії. На основі реперів формують створні лінії, які задають основні напрямки та координати об'єкта. Для перенесення осей на акваторію застосовують:

- створні знаки на протилежних берегах, що формують візирні лінії для точного контролю положення споруди;
- плавучі буйки у місцях перетину осей та ключових точках монтажу, обладнані світловими або радіомаяками для роботи за поганої видимості;
- тимчасові платформи та понтони, на яких встановлюють теодоліти, нівеліри або тахеометри для проведення безпосередніх вимірювань на поверхні води.

В процесі винесення осей враховують вплив хвиль, течій і вітру, тому плавучі знаки додатково фіксують анкерними системами або вантажами для

мінімізації дрейфу. Геодезичні прилади проходять калібрування перед роботою та періодичну перевірку протягом будівництва.

Для підвищення точності в складних умовах водного середовища застосовують супутникові та лазерні системи позиціонування:

- GPS/GNSS у диференціальному режимі (DGPS, RTK) дозволяє визначати координати з точністю до сантиметрів, забезпечуючи оперативний контроль положення плавучої техніки, понтонів та кранів під час монтажу паль, шпунтів і блоків.
- Лазерні навігаційні маяки використовують як локальні системи позиціонування у зонах із ускладненим супутниковим сигналом (біля великих споруд або портових комплексів).
- Гідрографічні ехолокаційні комплекси застосовують для контролю рельєфу дна, перевірки глибини та профілю основи після днопоглиблення або перед монтажем фундаментних елементів.
- Лідарні та оптичні системи на плавучих платформах дають змогу контролювати положення конструкцій під час занурення або монтажу з високою точністю.

Використання цих систем забезпечує постійний контроль точності розташування конструктивних елементів, а всі дані інтегруються у цифрові моделі будівельного майданчика. Це дозволяє оперативно коригувати положення монтажного обладнання, контролювати рівність основи, оцінювати зміну глибин і запобігати технологічним відхиленням.

3.1.4 Організація водовідведення та пониження рівня води

При спорудженні гідротехнічних об'єктів часто виникає необхідність формування локально осушених зон, оскільки виконання окремих технологічних

операцій — монтаж фундаментів, бетонування, укладання основи або встановлення обладнання — у водному середовищі ускладнене або неможливе. Тому організація водовідведення та пониження рівня води є обов'язковим технологічним заходом, який забезпечує безпечні умови роботи та контроль над процесами на акваторії.

При створенні тимчасового огороженого периметра — шпунтової стінки, перемички або обвалування — внутрішній простір потребує постійного осушення. Для цього застосовують насосні станції, обладнані:

- високопродуктивними дренажними та фекальними насосами;
- резервними насосами на випадок відмови основного обладнання;
- автоматизованими системами контролю рівня води.

Насосні установки працюють у безперервному або циклічному режимі залежно від інтенсивності притоку води, що може надходити через фільтрацію крізь ґрунт і огорожувальні конструкції або внаслідок опадів. Підтримання рівня води на проєктних позначках критично для безпеки персоналу та запобігання підмиванню основи і розм'якшенню ґрунтів.

У разі будівництва на мілководді, біля берега або на нерівному дні додатково облаштовують тимчасові водовідвідні канали та дренажні траншеї. Вони призначені для:

- організованого відведення води з осушеної ділянки до природного водоприймача;
- зниження гідростатичного тиску на огорожувальні конструкції;
- зменшення інтенсивності фільтраційних потоків.

Канали часто укріплюють геотекстилем, гравієм або бетонними лотками для запобігання руйнуванню. При роботі на слабких ґрунтах передбачають армування укосів та дренажні подушки для стабілізації основи.

Для обмежених за площею зон застосовують локальні системи водовідведення, серед яких найбільш поширені:

- фільтраційні колодязі на невеликій глибині всередині котловану, з яких вода відкачується насосами;
- дренажні свердловини по периметру ділянки, що знижують рівень ґрунтових вод і фільтраційний тиск на основу;
- водоприймальні колектори, які забезпечують збір і направлене відведення води, у тому числі через гнучкі трубопроводи до насосних станцій.

Використання цих заходів дозволяє створити стабільну та рівну основу для фундаментних, монтажних і бетонних робіт, а також зменшити ризики деформацій конструкцій через нерівномірне осідання або розмивання ґрунту.

3.2 Технологія влаштування огорожувальних конструкцій

3.2.1 Розробка ґрунту в зоні будівництва

Перший етап підводного будівництва огорожувальних конструкцій полягає у підготовці основи, що включає формування котловану або робочої ділянки відповідно до проєктних позначок. Розробка ґрунту в умовах водного середовища є складною технологічною операцією, яка забезпечує безпечне встановлення фундаментних та огорожувальних елементів, а також знижує ймовірність нерівномірного осідання споруди.

Грейфери застосовують для точкового видалення донних відкладень різного складу — мулистих, піщаних або змішаних. Вони опускаються з плавучих платформ чи понтонів і дозволяють акуратно видаляти ґрунт, що особливо важливо при формуванні котлованів складної конфігурації. Грейферна технологія також ефективна у зонах із нерівним дном, де потрібна висока точність обробки окремих ділянок.

Для слабких водонасичених ґрунтів застосовують гідромонітори, що руйнують ґрунт під напором води, та землесоси, які відкачує розмиту масу за допомогою напірно-всмоктувальних систем. Цей метод дозволяє швидко досягти проектної глибини на великих площах при мінімальних механічних зусиллях.

Для щільних або змішаних ґрунтів використовують екскаватори, змонтовані на плавучих платформах. Вони забезпечують точність розробки, дозволяють формувати котловани складної конфігурації та працювати на мілководді, де інші способи менш ефективні. Використання екскаваторів дає змогу оперативно коригувати профіль дна і забезпечувати рівномірність розробки.

Важливою умовою під час підводної розробки є підтримка стійкості укосів котловану та запобігання обрушенням. Для цього застосовують такі заходи:

- Контроль укосів — визначення оптимальних кутів нахилу та їх дотримання під час розробки;
- Гідрогеологічний моніторинг — оцінка поведінки ґрунту в реальному часі, фіксація рівня підводних вод та динаміки осідання дна;
- Зміцнення крайових ділянок — використання щебеневих подушок, геотекстильних покриттів та полімерних армуючих шарів для запобігання розмиву;
- Захист від течій і хвиль — мінімізація впливу природних гідродинамічних факторів, що можуть спричинити нерівномірне розмивання ґрунту на глибоководних ділянках.

Отже, підготовка котловану в умовах водного середовища включає комплекс організаційних, технологічних та інженерно-технічних заходів, спрямованих на створення безпечної та стабільної основи для подальшого монтажу огорожувальних конструкцій.

3.2.2 Монтаж елементів огорожувальних стін

Після завершення підготовчих робіт із розробки ґрунту та організації тимчасових споруд переходять до монтажу огорожувальних конструкцій. На цьому етапі здійснюється встановлення вертикальних елементів — шпунтових стінок (рис.3.7), паль або збірних залізобетонних блоків (рис.3.8) — що є вирішальним для формування стабільної та довговічної споруди.



Рисунок 3.7 – Будівництво за допомогою металевого шпунта

Для зведення вертикальних огорожувальних стін застосовують:

- Шпунт Ларсена — профільовані сталеві елементи, що з'єднуються у суцільну стіну;
- Сталеві палі — круглі або трубчасті елементи, занурювані в ґрунт для створення несучих вертикальних конструкцій (рис.3.9);
- Комбіновані системи — поєднання шпунту та паль для підвищення стійкості огорожень на слабких або неоднорідних ґрунтах.

Методи занурення:

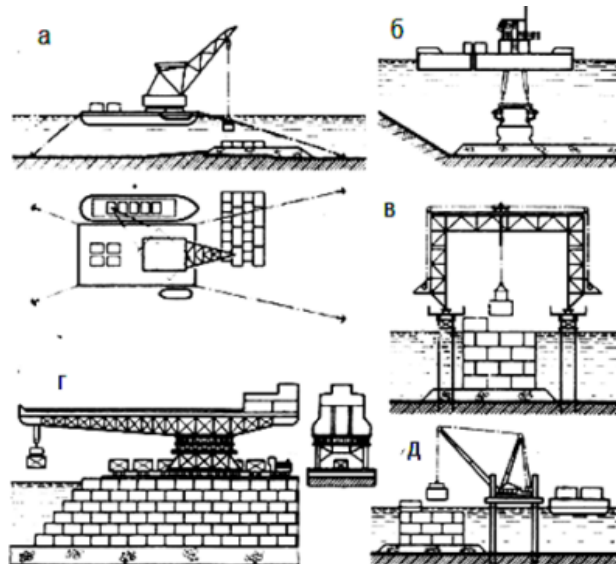


Рисунок 3.8 – Способи встановлення масивів в кладку огорожувальної споруди

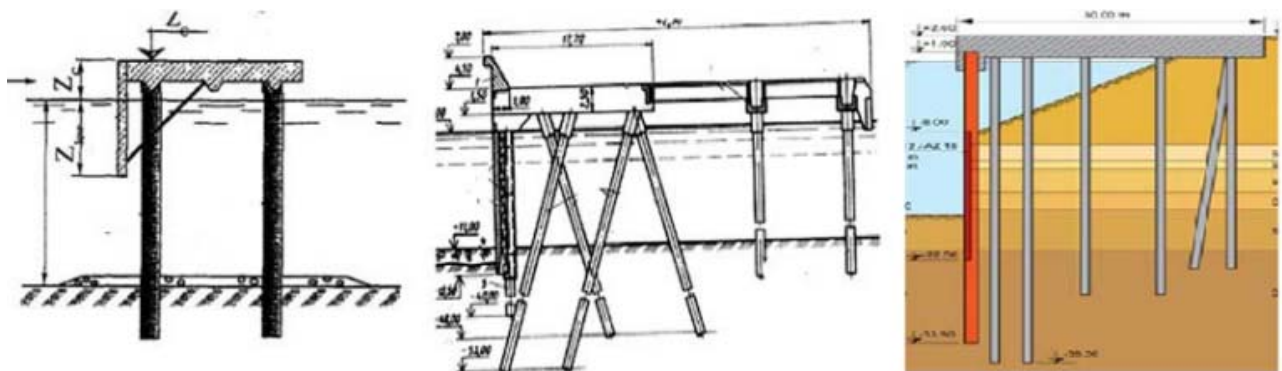


Рисунок 3.9 – Схеми пальових споруд вертикального типу

– Вібраційний метод — використання вібраційних молотів для створення високочастотних коливань, що зменшують тертя між шпунтом і ґрунтом. Цей метод дозволяє швидко заглибити елементи з мінімальним ударним навантаженням на конструкцію та суміжні споруди, часто застосовується з плавучих платформ чи кранів, особливо у водних умовах з м'якими або середньої щільності ґрунтами (рис.3.10).

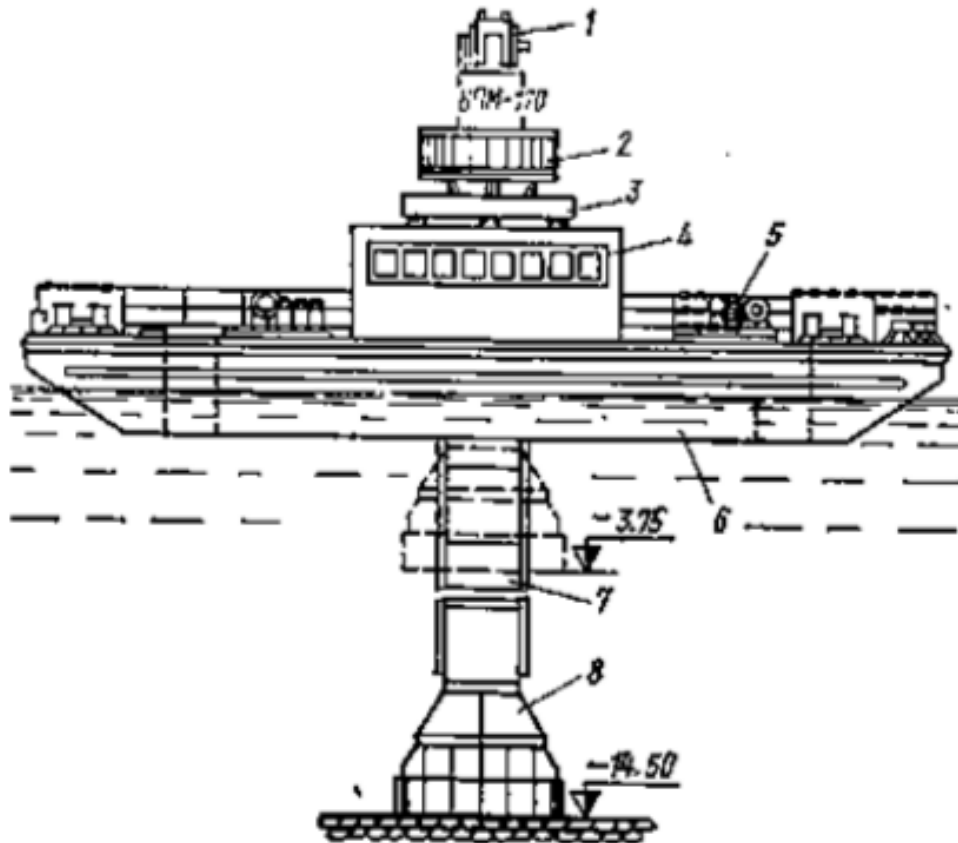


Рисунок 3.5 – Плавуча віброустановка:

- 1 – вібратор; 2 – робочий майданчик; 3 – підйомний пристрій;
 4 – приміщення пульта управління; 5 – папілонажні корби; 6 – понтон;
 7 – сталеві пустотілі колони; 8 – башмак

– Ударний метод — передбачає застосування дизельних або гідравлічних молотів для занурення у щільні та скельні ґрунти. Цей спосіб ефективний на щільних шарах, проте потребує контролю вібраційного впливу на навколишні споруди (рис.3.11).



Рисунок 3.11 – Влаштування пальових споруд

Вибір методу визначається характеристиками ґрунту, глибиною занурення та габаритами конструкції. Часто застосовують комбінований підхід: спочатку вібраційне занурення для легких шарів, а потім ударне — для щільніших.

Збірні залізобетонні елементи встановлюють за допомогою кранів, що працюють як з берега, так і з плавучих платформ. Плавучі крани великої вантажопідйомності дозволяють:

- транспортувати важкі блоки до місця монтажу;
- точно встановлювати елементи у проектне положення;
- забезпечувати безпечну роботу на воді за умов хвиль і течії.

Перед монтажем блоків обов'язково перевіряють підготовлену основу. Дно котловану має бути вирівняним та очищеним від сторонніх предметів, сміття і рослинності, щоб уникнути нерівномірного осідання та пошкодження блоків при опусканні.

Правильне позиціонування елементів огорожувальної стіни критично для стійкості конструкції. Контроль здійснюють за допомогою:

- підводних рівнів та лазерних приладів для визначення вертикальності та відхилень у реальному часі;
- GPS-навігаційних систем на плавучих платформах для контролю координат у просторі;
- водолазного нагляду, що дозволяє оцінити стан занурення та коригувати положення елементів безпосередньо під водою.

Суворе дотримання технології монтажу та систематичний контроль точності забезпечують монолітність конструкції, зменшують ризик деформацій і підвищують надійність споруди в процесі експлуатації.

3.2.3 Армування та бетонування під водою

Підводним бетонуванням називають процес укладання бетонної суміші без попереднього відведення води. До основних способів такого бетонування належать метод вертикально переміщуваної труби та метод «висхідного» розчину.

Метод вертикально переміщуваної труби (рис. 3.12) застосовують при глибинах до 50 м, коли необхідно забезпечити високу міцність і монолітність підводної конструкції. Для виконання робіт на палях формують робочий майданчик, де встановлюють траверсу з підвішеною трубою діаметром 200 мм. Робоча корба забезпечує вертикальне переміщення труби з точністю 30–50 мм і можливістю миттєвого опускання на 30–40 см.

На початковому етапі трубу опускають до дна з мінімальним зазором, у середину вводять пакет із мішковини, а через загрузочну воронку подають бетонну суміш. Під тиском подачі низ труби опускається до основи, витісняючи воду. Бетонування без підйому труби триває до тих пір, поки суміш, заповнивши весь простір блоку, не підніметься над кінцем труби на 0,8–1,5 м. Далі, не

перериваючи подачу, трубу піднімають так, щоб її нижній кінець завжди залишався щонайменше на 0,8 м нижче поверхні бетону. Максимальний радіус дії труби становить 6 м.

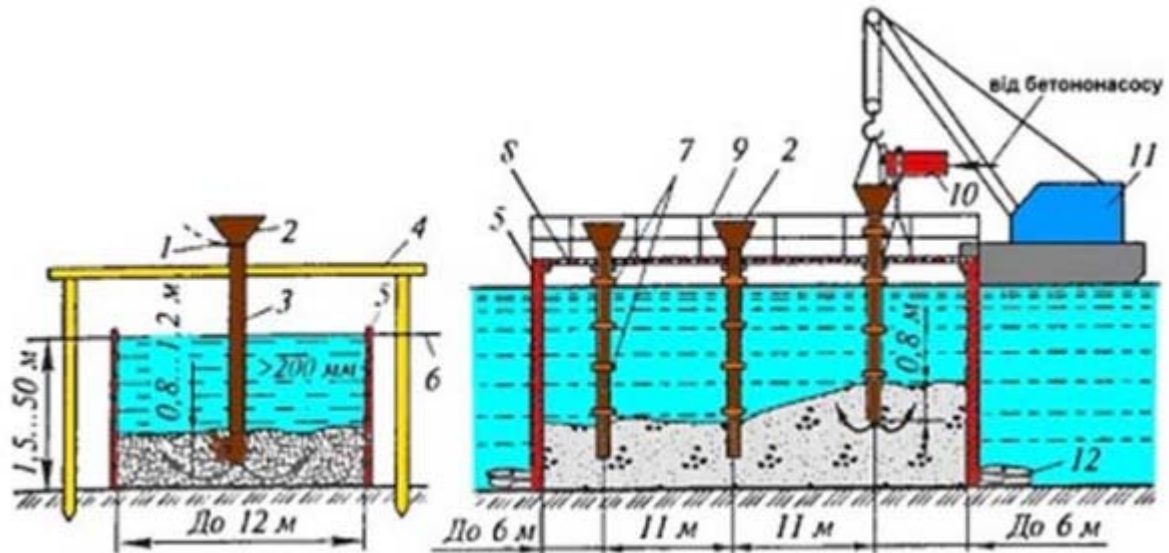


Рисунок 3.12 – Схема виконання підводного бетонування за методом вертикальнопереміщеної труби

- 1 – затвор воронки; 2 – завантажувальна воронка; 3 – труба подачі бетону;
4 – робочий майданчик; 5 – опалубка по контуру конструкції, що бетонується; 6 – рівень води; 7 – ланки труб; 8 – допоміжне кріплення опалубки; 9 – огорожа; 10 – бетоновод; 11 – плавучий кран; 12 – кам'янощобенева відсипка

Блок бетонують до рівня, що перевищує проектну відмітку на 2% його висоти, але не менше ніж на 100 мм, після чого видаляють слабкий верхній шар.

Метод висхідного розчину буває безнапірним і напірним (рис. 3.13). Бетонування ВР із заливанням цементно-піщаним розчином без великих фракцій застосовують при глибинах до 20 м для отримання міцності, порівняної з бутовою кладкою; із щебеню – для конструкцій класу бетону до В25 на глибинах 20–50 м. Для посилення споруд рекомендують заливання щебеневого заповнювача цементним розчином без піску.

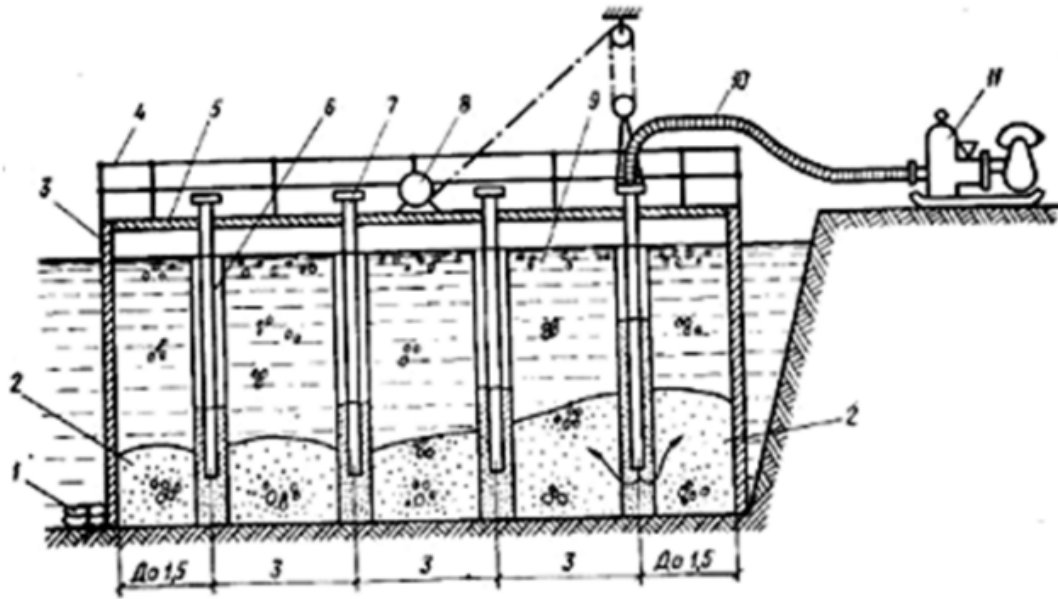


Рисунок 3.13 – Підводне бетонування методом висхідного розчину
 1 – кам'яно-щебінчаста відсипка; 2 – розчин; 3 – шпунтове огородження (опалубка); 4 – огорожа; 5 – настил; 6 – шахта; 7 – труба; 8 – корба;
 9 – вода; 10 – рукав; 11 – бетононасос

При безнапірному методі в бетонованому блоці влаштовують шахти з ґратчастими стінками, куди вставляють труби діаметром 37–100 мм довжиною до 1 м. Порожнини заповнюють щебенем, гравієм або кам'яним накидом крупністю 150–400 мм, після чого через трубу подають цементний розчин складу 1:1 до 1:2.

Розтікання розчину відбувається завдяки тиску його стовпа в шахті. Піднімаючись, розчин повинен рівномірно заповнювати всі порожнини, тому для його приготування використовують пісок з крупністю зерен до 2,5 мм. Рухливість розчину складає 12–15 см. Радіус дії труби – 2–3 м, глибина занурення – не менше 0,8 м. По мірі заповнення рівня розчину труби піднімають, демонтуючи верхні ланки. Рівень розчину доводять на 100–200 мм вище проектної відмітки. При цьому способі витрата цементу вдвічі більша, ніж при методі вертикально переміщеної труби.

3.2.4 Підсилення основи споруди

При зведенні огорожувальних конструкцій у водному середовищі часто виникає необхідність у зміцненні основи, особливо на слабких, водонасичених або неоднорідних ґрунтах. Надійність і стійкість споруди в таких умовах безпосередньо залежать від міцності підкладки, яка повинна витримувати гідростатичні, хвильові та динамічні навантаження протягом усього терміну експлуатації.

Ін'єкційні методи. Стабілізація ґрунтів за допомогою ін'єкцій передбачає введення спеціальних розчинів у масив ґрунту з метою підвищення його щільності та механічних властивостей. Основні види розчинів:

- Цементні — традиційні суміші для ущільнення пісків та глинистих ґрунтів;
- Силікатні — застосовуються для зменшення проникності ґрунту та підвищення його водонепроникності;
- Полімерні — забезпечують швидке твердіння і використовуються у випадках, коли необхідна оперативна стабілізація;
- Комбіновані — поєднання цементних і полімерних компонентів для досягнення оптимальних механічних характеристик.

Ін'єкційні способи дозволяють:

- збільшити щільність ґрунту та його несучу здатність;
- зменшити стисливість і деформації під навантаженням;
- підвищити водонепроникність, що особливо важливо у водонасичених умовах.

Ін'єкції виконуються поетапно із контролем об'єму нагнітання та тиску, що гарантує рівномірне зміцнення ґрунтового масиву.

Піщані та щебеневі подушки. Ще одним ефективним способом підсилення основи є влаштування подушок із піску, щебеню або їх суміші. Основні завдання таких подушок:

- Рівномірний розподіл навантаження — знижує точкові перевантаження на слабкі ґрунти;
- Зменшення нерівномірних осідань — формує стабільну основу для монтажу огорожувальних елементів;
- Покращення дренажних характеристик — забезпечує відведення фільтраційної води та запобігає підмиванню основи.

Подушки формують по шарах із ретельним ущільненням, контролюючи товщину та рівність покриття за допомогою геодезичних приладів.

Вібруущільнення та вертикальні дренажі. Для додаткового зміцнення слабких або водонасичених ґрунтів застосовують:

- Вібруущільнення — занурення віброзанурювачів у піщані шари для зменшення пористості та підвищення щільності ґрунту;
- Вертикальні дренажі — пластикові або геосинтетичні труби, встановлені вертикально у ґрунті, сприяють швидкому відведенню підземних вод і прискорюють консолідацію водонасичених масивів.

Ці методи забезпечують прискорене осідання конструкцій, запобігають тривалим деформаціям і створюють надійну та стабільну основу для подальшого монтажу огорожувальних стін.

3.2.5 Забезпечення стійкості конструкції під час будівництва

При монтажі огорожувальних споруд на воді особливої уваги потребує забезпечення тимчасової стійкості конструкції. Незавершені елементи під час виконання робіт піддаються значним гідростатичним, хвильовим, динамічним та технологічним навантаженням. Недостатній контроль стійкості може спричинити деформації, зміщення елементів або пошкодження тимчасових споруд, що створює загрозу для безпеки персоналу та цілісності споруди.

Для запобігання деформаціям шпунтових стін і інших вертикальних елементів застосовують:

- Сталеві анкери — закріплюються у ґрунті та підводяться до конструкції за допомогою тросів або розпірок, забезпечуючи горизонтальне утримання;
- Контрфорси — тимчасові вертикальні або нахилені опори, що сприймають навантаження від води та ґрунту. Можуть встановлюватися як на дні котловану, так і на берегових ділянках для стабілізації конструкції.

Ці елементи гарантують правильне положення споруди до моменту її монолітного закріплення та введення в експлуатацію.

Систематичний контроль стану конструкцій дозволяє своєчасно виявляти деформації та коригувати технологію виконання робіт. Для цього використовують:

- Гідростатичні рівнеміри — фіксують зміну рівня води та її вплив на конструкцію;
- Геодезичні марки та репери — визначають зміщення і крен елементів у просторі;
- Інклізометри та тензодатчики — реєструють деформації ґрунту та напруження у конструктивних елементах.

Завдяки таким системам моніторингу можливо оперативно виконувати корекційні роботи та забезпечувати безпечне проведення будівельних операцій.

Протидія хвильовим і динамічним впливам. Особливо важливо для відкритих водних об'єктів із хвильовою активністю:

- Тимчасові хвилеломи та бар'єри — встановлюють у зоні будівництва для зменшення швидкості течії та амплітуди хвиль, що впливають на споруду;
- Штучні насипи на мілководді — створюють локальне зниження енергії хвиль і захищають основу конструкції;
- Плаваючі демпфери — тимчасові плаваючі елементи, що поглинають хвильові коливання та запобігають ерозії ґрунту під фундаментом.

Комплексний підхід до забезпечення тимчасової стійкості поєднує інженерні заходи з кріплення конструкцій та постійний моніторинг їх поведінки під навантаженням, що дозволяє безпечно та ефективно виконувати всі етапи будівництва.

3.3 Гідроізоляція, дренаж та протифільтраційні заходи

Гідротехнічні споруди на воді піддаються постійному впливу фільтраційних потоків та гідродинамічних навантажень, що може призвести до підмиву ґрунту, осідань та пошкодження конструкцій. Ефективна гідроізоляція, дренаж та протифільтраційні заходи є ключовими для забезпечення довговічності та безпеки споруди.

3.3.1 Основні принципи водозахисту гідротехнічних споруд

Захист гідротехнічних споруд від води є ключовим фактором забезпечення їх довговічності та надійності. Основна мета водозахисту — обмежити проникнення води у конструктивні елементи, знизити гідростатичний тиск і фільтраційні потоки крізь ґрунт, що сприяє стійкості та стабільності споруди.

Для захисту від фільтрації застосовують різноманітні бар'єри, які запобігають проникненню води у фундамент і стінки конструкції:

- Геомембрани — полімерні синтетичні плівки, що укладаються на основу або між шарами ґрунту, утворюючи водонепроникний шар;
- Глинисті завіси — вертикальні або похилі прошарки ущільненої глини з низькою проникністю, які виконують функцію природного бар'єра;

- Бетонні екрани — монолітні або збірні бетонні стінки, що формують міцну непроникну оболонку;
- Ін'єкційні екрани — створюються шляхом нагнітання цементно-полімерних розчинів у ґрунт, що підвищує щільність масиву та знижує його водопроникність.

Вибір конкретного типу бар'єра залежить від геологічних умов, рівня підземних вод, гідродинамічних впливів та конструктивних особливостей споруди.

Високий гідростатичний тиск на основу та стінки споруди може спричиняти розмив ґрунту та деформації конструкції. Для його зменшення застосовують:

- Дренажні системи — горизонтальні або вертикальні трубопроводи для збору та відведення фільтраційної води, що стабілізує ґрунтовий масив;
- Водовідвідні канали — відкриті або закриті канали для відведення підпірної води від основи, зменшуючи тиск на огорожувальні елементи;
- Підпірні водовідвідні споруди — колектори, водоприймальні колодязі та інші спеціальні дренажні елементи, які перенаправляють потоки води і запобігають локальному підмиванню.

Найбільш ефективний захист досягається за рахунок поєднання протифільтраційних бар'єрів і дренажних систем. Такий підхід дозволяє:

- забезпечити стабільність ґрунту під спорудою;
- запобігти розвитку ерозійних процесів;
- знизити ризик перекосів, осідань і руйнування конструкції;
- гарантувати довготривалу експлуатаційну надійність гідротехнічного об'єкта.

Отже, основні принципи водозахисту передбачають не лише створення непроникних бар'єрів, а й активне управління підземними та поверхневими водними потоками для підтримки міцності й стабільності всієї споруди.

3.3.2 Технологія влаштування гідроізоляції

Гідроізоляційні заходи для гідротехнічних споруд відіграють ключову роль у забезпеченні їх довговічності та надійності експлуатації. Вони охоплюють комплекс організаційних і технологічних заходів, спрямованих на обмеження проникнення води в конструктивні елементи, захист стиків і швів, а також підвищення водонепроникності будівельних матеріалів.

Сучасні полімерні та бітумні гідроізоляційні матеріали широко застосовуються для захисту як бетонних, так і збірних конструкцій:

- Полімерні плівки та ПВХ-мембрани — формують непроникний шар на горизонтальних і вертикальних поверхнях; укладаються із перекриттям шарів, герметизацією стиків і механічним кріпленням до конструкції.
- Бітумні рулонні матеріали — використовуються для ізоляції основи та горизонтальних поверхонь, особливо у постійному контакті з водою; рулони нагріваються або приклеюються до бетону, забезпечуючи щільне прилягання.

Завдяки цим матеріалам формується безперервний водонепроникний бар'єр, здатний витримувати гідростатичний тиск і динамічні впливи хвиль.

Ін'єкційні методи забезпечують локальне ущільнення конструкцій і ґрунту:

- Цементні розчини — використовують для герметизації тріщин та пор у бетоні;
- Полімерні та полімерно-цементні суміші — застосовують для швидкого створення водонепроникного шару під високим тиском води;
- Комбіновані розчини — поєднують властивості цементу та полімерів для підвищеної міцності та водонепроникності.

Розчини подаються під тиском у тріщини, пори або міжшовний простір, формуючи непроникні бар'єри у потенційно уразливих місцях конструкції.

Стикові з'єднання між збірними елементами є найбільш критичними зонами:

- Водоізоляційні стрічки та ущільнювачі — встановлюються у шви під час монтажу;
- Герметики та спеціальні мастики — наносяться на поверхню швів і внутрішні стики, забезпечуючи довготривалу герметичність.

Контроль якості включає перевірку щільності та герметичності всіх швів після завершення монтажу.

Поєднання плівкових і мембранних матеріалів, ін'єкційних методів та захисту швів дозволяє:

- створювати надійний водонепроникний шар;
- забезпечувати тривалу експлуатацію споруди без протікань;
- витримувати перепади гідростатичного тиску та динамічні впливи хвиль;
- підвищувати довговічність та стійкість конструкційних елементів гідротехнічної споруди.

Таким чином, грамотно поєднані сучасні матеріали та технології гідроізоляції є визначальними для безпечної та ефективної експлуатації гідротехнічних споруд.

3.3.3 Дренажні та водовідвідні системи

Для забезпечення стабільності гідротехнічних споруд у водному середовищі надзвичайно важливо ефективно регулювати підпірні та фільтраційні водні потоки. Дренажні та водовідвідні системи відіграють ключову роль у зниженні гідростатичного навантаження на конструктивні елементи та запобіганні розмиву ґрунту під спорудою.

Підводні дренажні мережі створюють надійний захист від вимивання ґрунтових частинок та контролюють фільтраційні потоки:

- Дренажні труби розташовують у спеціально підготовлених траншеях або в основі споруди для ефективного відведення води;
- Геотекстильні фільтри покривають дренажні елементи, відокремлюючи ґрунт від води та запобігаючи засміченню пористих каналів;

Такі системи забезпечують тривалу та безперебійну роботу дренажу, підтримуючи стабільність підстави та запобігаючи ерозійним процесам.

Вертикальні дренажні свердловини призначені для оперативного зниження рівня підпірних вод і розвантаження ґрунтового масиву:

- Оснащуються перфорованими трубами або колодязями, що сприяє ефективному відведенню підземних вод у накопичувальні чи відвідні системи;
- Встановлюються у критичних зонах, де гідростатичний тиск на конструкцію максимальний або спостерігається підмив основи;

Застосування таких свердловин сприяє зменшенню нерівномірних осідань і підтримує міцність конструкцій.

Канали, колектори та спеціальні водовідвідні елементи перенаправляють фільтраційні потоки від основних конструкцій:

- Відведення води з периферійної зони споруди знижує гідростатичний тиск на огорожувальні стінки;
- Забезпечується контроль швидкості та напрямку течії води, що мінімізує ризик локального підмиву;
- У поєднанні з дренажними свердловинами та підводними системами формується комплексна мережа управління підземними водами.

Синергія підводних дренажів, геотекстильних фільтрів, свердловин і водовідвідних колекторів дозволяє:

- підтримувати стабільний рівень підземних вод навколо споруди;
- зменшувати нерівномірні осідання та деформації конструкцій;

- підвищувати надійність та безпеку споруди протягом всього терміну експлуатації;
- ефективно захищати від фільтраційних та ерозійних процесів.

Таким чином, дренажні та водовідвідні системи є невід’ємною частиною технології захисту гідротехнічних споруд від негативного впливу водного середовища.

3.3.4 Захист споруди від хвильового та гідродинамічного впливу

Гідротехнічні споруди, розташовані у відкритих водних акваторіях, зазнають значного впливу хвильових та гідродинамічних навантажень, які можуть призводити до ерозії дна, підмивання фундаменту та пошкодження огорожувальних конструкцій. Для підтримання стабільності та безпеки споруди застосовують комплекс заходів, що знижують негативний вплив хвиль, течії та швидких водних потоків.

Конструкції для гасіння хвиль призначені для зменшення енергії хвиль до їхнього контакту зі спорудою:

- Плавучі або стаціонарні хвилеломи — встановлюються перед об’єктом, поглинаючи частину хвильової енергії та зменшуючи вплив на огорожувальні стінки;
- Розбивачі хвиль — кам’яні, бетонні або комбіновані споруди, які змінюють напрямок і силу хвиль, створюючи безпечні умови для фундаменту та підводних елементів;

Застосування хвилегасних елементів особливо доцільне у випадках високої хвильової активності, коли прямий вплив хвиль може спричинити руйнування або ерозію підстави.

Для захисту дна та фундаменту використовують кам'яні або гравійні укладки:

- Накидки перед основою — знижують швидкість течії у зоні впливу хвиль і перешкоджають вимиванню ґрунту;
- Берми — насипні або штучні виступи на дні, що стабілізують підводний ґрунт та оберігають його від ерозії;
- Кам'яні елементи часто укладають із геотекстильним покриттям або разом із піщаними шарами для додаткової фіксації дна.

Методи зменшення підводної ерозії

Для тривалого захисту основи застосовують комплексні технологічні підходи:

- Геотекстильні покриття — розділяють шари дренажу та захищають ґрунт від вимивання;
- Насипні піщані або щебеневі подушки — вирівнюють дно, зменшують швидкість течії та рівномірно розподіляють навантаження;
- Відведення потоку води — канали або дамби перенаправляють течію, знижуючи ерозійне навантаження на споруду.

Поєднання хвилегасів, кам'яних накидок, берм, геотекстильних шарів та систем відведення води забезпечує:

- мінімізацію руйнівного впливу хвиль та течії;
- зниження ерозії дна та підмивання фундаменту;
- підтримання довготривалої стабільності споруди;
- створення ефективного водозахисного комплексу, що підвищує експлуатаційну надійність гідротехнічної споруди.

Таким чином, захист від хвильового та гідродинамічного впливу є невід'ємною частиною системи водозахисту, яка гарантує стійкість, безпеку та довговічність огорожувальних конструкцій.

3.4 Контроль якості та безпека виконання робіт

Контроль якості та дотримання норм безпеки під час будівництва гідротехнічних споруд на воді є критично важливим етапом, який забезпечує надійність, довговічність конструкцій та безпечні умови праці персоналу.

3.4.1 Технологічний контроль

Технологічний контроль під час будівництва гідротехнічних споруд на воді є обов'язковим етапом, що забезпечує відповідність виконаних робіт проєктним специфікаціям і технічним нормам, а також мінімізує ризик виникнення дефектів, які можуть проявитися під час експлуатації. Особлива увага приділяється якості матеріалів, точності монтажу та безпеці проведення підводних операцій.

При підводному бетонуванні важливо забезпечити не лише правильний склад суміші, а й її поведінку під водою. Контроль включає:

- перевірку однорідності та в'язкості суміші, що впливає на рівномірне ущільнення у тремі-трубі та запобігає утворенню порожнин;
- визначення водонепроникності бетонного масиву лабораторно та візуально під час укладання;
- оцінку міцності на стиск та стійкості до розмиву, особливо у зонах із інтенсивною течією.

Арматура проходить ретельний огляд щодо корозійного стану, правильності кріплення та точності розташування у конструкції. Особливо важливо, щоб підводні з'єднання арматурних каркасів не мали перекосів чи зміщень, оскільки це безпосередньо впливає на несучу здатність споруди.

Перевірка герметичності гідроізоляційних елементів. Гідроізоляція підводних конструкцій критично важлива для довговічності споруди. Контроль включає:

- оцінку стану швів і стиків між блоками за допомогою водолазного огляду та локальних гідростатичних випробувань;
- перевірку цілісності мембран, плівок та інших покриттів, а також щільності їх прилягання до бетону;
- контроль ефективності ін'єкційних розчинів, що використовуються для герметизації тріщин або пор у бетоні.

Особлива увага приділяється швам між збірними блоками та зонам контакту з дренажними елементами, оскільки навіть незначне протікання може спричинити локальний розмив та нерівномірне осідання.

Моніторинг геометричних параметрів конструкцій. Водне середовище ускладнює контроль вертикальності та точності розташування елементів, тому застосовують комплексні методи:

- лазерні прилади на тимчасових платформах дозволяють визначати відхилення у горизонтальній та вертикальній площинах;
- GPS-системи на плавучих платформах забезпечують оперативний контроль координат окремих елементів, особливо при монтажі великих збірних блоків;
- водолазний огляд у реальному часі дає змогу безпосередньо оцінити положення шпунту, паль та арматурних каркасів.

Регулярне відстеження геометрії конструкцій дозволяє своєчасно коригувати монтажні операції, запобігати відхиленню споруди від проєктних параметрів та знижувати ймовірність аварійних ситуацій.

3.4.2 Гідротехнічний та геодезичний моніторинг

Під час будівництва споруд на воді навіть незначні зсуви шпунтових стінок або фундаментних блоків можуть мати серйозні наслідки, тому постійний контроль стану конструкцій є не формальністю, а життєво необхідним заходом. Моніторинг здійснюється як за допомогою спеціалізованих приладів, так і шляхом безпосередніх спостережень водолазами та інженерами на плавучих платформах, що дозволяє оцінювати поведінку споруди в реальних умовах хвиль, течії та коливання рівня води.

Вимірювання осідань і горизонтальних переміщень передбачає не лише зчитування даних з датчиків, а й регулярне спостереження за динамікою конструкції протягом дня. Геодезичні реperi на шпунтових стінках та фундаментних блоках дозволяють оперативно визначити, де ґрунт просідає або блок трохи «просів», тоді як інклізометри та тензометричні датчики дають детальнішу інформацію про горизонтальні деформації ґрунту під дією водного тиску та навантажень від техніки. На основі цих даних інженери приймають рішення про підсипку, укріплення ділянок або тимчасове закріплення конструкції розпірками.

Окрему увагу приділяють взаємодії споруди з течією та хвильовим впливом. На відкритих водних об'єктах подошва шпунтової стінки або піщана подушка може поступово піддаватися вимиванню, тому інженери постійно відстежують рівень води, швидкість течії та турбулентність. Підводні камери та гідрометричні датчики дозволяють спостерігати ерозійні процеси безпосередньо — навіть незначні западини чи розмиви стають сигналом для оперативного втручання.

Такий моніторинг не обмежується простим фіксуванням цифрових показників: це безперервний процес спостереження, аналізу і коригування будівельних операцій у режимі реального часу. Він дозволяє прогнозувати

потенційні проблеми та запобігати їх перетворенню на серйозні аварії, забезпечуючи безпечне й точне виконання всіх етапів монтажу споруди.

3.4.3 Вимоги з безпеки під час виконання підводних робіт

Будівництво на воді завжди пов'язане з підвищеними ризиками для працівників через поєднання небезпек занурення, нестабільності понтонів і плавучих платформ, сили течії та обмеженої видимості під водою. Тому організація безпеки є не формальністю, а критично важливим компонентом технологічного процесу.

Організація роботи водолазів. Водолази є однією з найбільш вразливих груп на будівельному майданчику. Перед початком робіт проводиться детальний інструктаж, перевірка спорядження та складання плану занурень. Особливу увагу приділяють контролю глибини та тривалості перебування під водою, організації відпочинку та підготовці аварійних сценаріїв. Кожен водолаз забезпечується надійним зв'язком із поверхнею і супровідною командою, яка здатна миттєво відреагувати у разі нестандартної ситуації.

Безпека при роботах з понтонів і плавучих кранів. Робота на плавучих платформах потребує постійного контролю стабільності обладнання: правильно встановлені крани, продумане розміщення матеріалів та доступ до робочих зон. Небезпечні ділянки позначаються сигналізацією та бар'єрами, а працівники обов'язково використовують страхувальні жилети, каски, ремені та інші засоби індивідуального захисту. Будь-яке пересування великих блоків або монтаж шпунтових елементів супроводжується перевіркою рівноваги платформи та координацією дій усієї команди на воді.

Заходи запобігання аваріям і затопленню. Для мінімізації наслідків можливих аварій передбачають резервні насосні станції, здатні оперативно

відводити воду у разі підйому рівня. Тимчасові огорожувальні конструкції перевіряють на стійкість до хвильових і гідродинамічних навантажень, а поруч завжди доступні рятувальні засоби: катери, жилети, канати. Крім того, розробляються детальні аварійні плани, які охоплюють евакуацію людей і оперативне підсилення нестійких ділянок.

Безпека на воді — це не лише дотримання набору правил, а постійна увага, прогнозування розвитку ситуацій і готовність до швидкого реагування. Лише такий підхід гарантує безпечне виконання підводних робіт без втрат часу та ризику для персоналу.

3.4.4 Екологічні вимоги

Будівництво гідротехнічних об'єктів у водному середовищі потребує комплексного підходу до охорони екосистеми та суворого дотримання екологічних норм.

Мінімізація впливу на біоценози водойми. На стадії будівництва реалізуються заходи, спрямовані на збереження водної флори та фауни. Це включає локальне видалення донних відкладень із мінімальним перемішуванням мулу, обмеження робочої зони та застосування методик, що не руйнують природні осередки життя водних організмів. Після завершення робіт проводять відновлення донного покриття, стабілізацію берегової лінії та контроль за станом популяцій флори і фауни.

Контроль мутності та забруднення води. При бетонуванні та розробці ґрунту застосовують захисні екрани та фільтруючі сітки, які утримують зважені частки всередині робочої зони. Використовуються системи збору та очищення води від суспензій, що утворюються під час подачі бетонних сумішей або роботи

землесосів. Такі рішення дозволяють підтримувати показники мутності та хімічного складу води у межах нормативних вимог.

Дотримання стандартів шуму та вібрацій. Механізоване обладнання, включно з молотами, кранами та насосними агрегатами, генерує шум і вібрації, що можуть негативно впливати на водні біоценози та прибережні екосистеми. Технічні заходи передбачають застосування амортизаторів, шумопоглинаючих кожухів, регулювання режимів роботи обладнання та планування шумових операцій у періоди мінімальної активності водних організмів.

Комплексне впровадження цих заходів забезпечує ефективний баланс між технологічними потребами будівництва та охороною навколишнього середовища, сприяє дотриманню нормативів, знижує ризик штрафних санкцій та гарантує довгострокову екологічну стабільність акваторії.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. На основі порівняльного аналізу наявних підходів до визначення ступеня затухання хвиль огорожувальними спорудами неповного профілю встановлено значні розбіжності у методиках, що виникають через різну геометрію поперечного перерізу споруд, відмінні характеристики вихідного хвилювання та інші фактори. Проведене співставлення показало, що величини зниження хвиль за ОГТС можуть різнитися майже на порядок. Такий результат свідчить про те, що жоден із проаналізованих способів не може бути застосований без додаткового експериментального підтвердження.

2. За результатами виконаного огляду також було встановлено суттєву різницю підходів до оцінювання впливу стоячих хвиль і хвиль, що руйнуються, на вертикальні споруди. Відповідно, процеси затухання хвиль конструкціями неповного вертикального профілю матимуть свої особливості та не можуть розглядатися як однакові для різних типів хвильової дії.

3. Проведений аналіз ефективності конструктивних рішень продемонстрував, що комбінація експериментальних даних та математичного моделювання є найбільш точним підходом для прогнозування поведінки споруд у реальних умовах. Поєднання цих методів забезпечує підвищення точності оцінки хвильового навантаження, визначення зон максимальних ризиків та формування рекомендацій щодо підвищення надійності й довговічності споруд.

4. На основі аналізу обґрунтовано практичні рекомендації щодо будівництва гідротехнічних споруд, спрямовані на підвищення їх захищеності та стійкості під дією штормових хвильових процесів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. СНиП 2.06.04-82* Навантаження і вплив на гідротехнічні споруди (хвильові, льодові і від суден).
2. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. К.: Мінрегіонбуд, 2018. 33 с. (національний стандарт України).
3. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України. Зміна № 1. К.: Мінрегіонбуд, 2019. 7 с. (національний стандарт України).
4. ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд, 2010. 39 с. (національний стандарт України).
5. EN-206:2013. Concrete—Specification, Performance, Production and Conformity; European Committee for Standardization (CEN): Belgium, Brussels, 2013.
6. Гембарський Л.В., Стовпник С.М., Вапнічна В.В. Технологія, механізація та організація геотехнічного будівництва: навчальний посібник. Київ: КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2020. 160 с.
7. Рогачко С. І. Силовий вплив хвиль на вертикальні циліндричні перешкоди великого діаметра. *ВІСНИК Одеської державної академії будівництва та архітектури*. №38. Одеса. 2010. С. 90-105.
8. MacCamy RC і Fuchs RA Waveforces on piles: a diffraction theory.- US Army Corps of Eng. Techn. Memorandum, Washington, Dec., 1954, No. 69, p.17.
9. Sinitsa R., Osadchiy V., Anisimov K., Kolomiec S. Ochrona akwenów portów morskich przez konstrukcje falochronu pionowego o niepełnym profilu. *Inżynierii Morskiej i Geotechniki*, nr 3/2020. 2020. St. 114 - 119.
10. Синиця Р.В. Патент на винахід № 116056: Морська огорожувальна

гідротехнічна споруда. Україна, 2018 р. 5 с.

11. Allsop N.W.H. McKenna J.E. Vicinanza D. and Whittaker T.J.T., New design formulae for wave loadings on vertical breakwaters and seawalls, Proc 25th Int. Conf. Coastal Engineering, ASCE, New York (2016), pp.2508÷2521.

12. McComb P., Gorman R., Goring D. Forecasting infragravity wave energy within a harbour. *Thesis « Wave transmission at various types of low-crested structures using neural networks»*. Spain, 2020. pp. 198-210

13. Воскобійник В. А., Хомицький В. В. Фізичне моделювання течії поблизу гнучкої струмененаправляючої завіси. *Екологічна безпека та природокористування*. 2015. № 1. С. 65-73.

14. Хомицький В. В., Воскобійник В. А., Харченко А. Г. Захист пляжу активними берегозахисними спорудами. *Екологічна безпека та природокористування*. 2019. Вип. 4. С. 60-77

15. Воскобійник В. А., Воскобойник О. А., Черній Д. І. Моделювання різномасштабних гідрологічних процесів в акваторії. *Екологічна безпека та природокористування*. 2019. Вип. 1. С. 87-98.

16. Пальченко О. Л. Проектування та експлуатація гідротехнічних споруд: конспект лекцій для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології: навчально-методичний посібник. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. 152 с

17. Бронштейн В. І., Вайнберг О. І., Газієв Е. Г. Бетонні гравітаційні та аркові греблі на скельній основі : навчально-методичний посібник. Харків, 2020. 776 с

18. Вайнберг О. І. Надійність та безпека гідротехнічних споруд. Вибрані проблеми : навчальний посібник. Харків, 2008. 304 с