

**Міністерство освіти і науки України
Одеська державна академія будівництва та
архітектури
University North (Хорватія)
Technical University of Moldova (Молдова)
Академія будівництва України
Академія енергетики України
ПРАТ «УКРГІДРОЕНЕРГО»**

**ЗБІРНИК ТЕЗ
міжнародної науково-технічної конференції**

**Гідротехнічне і транспортне
будівництво**

25-26 травня 2023 р.

м. Одеса

ОРГКОМІТЕТ

Ковров А.В., к.т.н., проф., заслужений діяч науки і техніки України, ректор Одеської державної академії будівництва та архітектури, віцепрезидент Академії енергетики України, голова територіального відділення Академії будівництва України, **голова оргкомітету;**

Кривяков С.О., д.т.н., проф., проректор з НР Одеської державної академії будівництва та архітектури, **заступник голови;**

Мішутін А.В., д.т.н. проф., професор кафедри автомобільних доріг та аеродромів Одеської державної академії будівництва та архітектури, заслужений діяч науки і техніки України, академік Академії будівництва України, Академії енергетики України, **заступник голови.**

ЧЛЕНИ ОРГКОМІТЕТУ

Донченко А.І., начальник Служби відновлення та розвитку інфраструктури в Одеській області;

Сандул А.Д., директор ДП «Служба місцевих автомобільних доріг»;

Єгіазарян А.В., директор ДП «Одеський Облавтодор»;

Чижик О.О., начальник Басейнового управління водних ресурсів річок Причорномор'я та Нижнього Дунаю державного агентства водних ресурсів України;

Ковальчук Ю.Г., д.т.н., професор, президент Академії енергетики України;

Поташник С.І., голова науково-технічної ради ПрАТ «Укргідроенерго»;

Ісасв В.Ф., к.т.н., доцент, директор інституту Гідротехнічного будівництва та цивільної інженерії Одеської державної академії будівництва та архітектури;

Осадчий В.С., к.т.н., доцент, завідувач кафедри гідротехнічного будівництва Одеської державної академії будівництва та архітектури;

Анісімов К.І., доцент кафедри гідротехнічного будівництва Одеської державної академії будівництва та архітектури;

Сольдо Б., PhD, професор Університету «Sjever» (Хорватія);

Руссу І.В., д.т.н., професор Технічного університету Молдови.

НАУКОВИЙ КОМІТЕТ

Бабіч Є.М., д.т.н., проф., завідувач каф. промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування;

Зайцев В.І., головний інженер державного регіонального проектно-вишукувального інституту «Укрпівдендіпроводгосп»;

Вировой В.М., д.т.н., проф., професор кафедри виробництва будівельних виробів та конструкцій Одеської державної академії будівництва та архітектури, заслужений діяч науки і техніки України;

Дворкін Л.Й., д.т.н., проф., завідувач кафедри технології будівельних виробів і матеріалознавства Національного університету водного господарства та природокористування;

Заволока М.В., к.т.н., проф., завідувач кафедри виробництва будівельних виробів та конструкцій Одеської державної академії будівництва та архітектури;

Каклаускас Гінтаріс, д.т.н., проф. кафедри залізобетонних конструкцій та геотехніки Вільнюського технічного університет ім. Гедимінаса (Литва);

Клименко С.В., д.т.н., проф., завідувач кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури, заслужений діяч науки і техніки України;

Мозговий В.В., д.т.н., проф. завідувач кафедри дорожньо-будівельних матеріалів і хімії Національного транспортного університету;

Немцінов Ю.І., д.т.н., проф., заст. директора ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»;

Рибаків Юрій, проф. академік Європейської академії наук, зав. відділу будівельних конструкцій, професор кафедри цивільного будівництва Аріельського університету (Ізраїль);

Рогачко С.І., д.т.н., проф., професор кафедри морських та річних портів, водних шляхів та їх технічної експлуатації Одеського національного морського університету;

Савенко В.Я., д.т.н., проф. завідувач кафедри транспортного будівництва та управління майном Національного транспортного університету;

Смолянець В.В., 1-й заступник директора ДП «Служба місцевих автомобільних доріг», заслужений будівельник України, академік академії будівництва України;

Толмачов С.М., д.т.н. проф., професор кафедри технології дорожньо-будівельних матеріалів і хімії Харківський національного автомобільно-дорожній університету;

Шейніч Л.А., д.т.н., проф., завідувач відділу технології виготовлення залізобетонних конструкцій ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»;

Шипілов О.В., к.т.н., доц., директор «Гідропроєкт» (Польща)

ЗМІСТ

ВІТАЛЬНЕ СЛОВО. Начальник Служби відновлення та розвитку інфраструктури в Одеській області Донченко А.І.	8
Перспективи виконання робіт на автомобільних дорогах місцевого значення Директор ДП «Служба місцевих автомобільних доріг» Сандул А.Д.	12
Lichnov I.S., Sanytskyi M.A., Kahanov V.O., Danyliuk V.I. Directions and Development Paths of Vibro-Pressing of products based on ultra-hard mixtures	15
Matija Kancija, Božo Soldo, Tomislav Landeka Contribution to the analysis impact of earthquakes on slope stability	18
Балдук П.Г., Балдук Г.П. Вплив пошкодження опор шляхопроводу на напружено-деформативний стан та критичне навантаження стійкості	31
Богдан С.М., Колохов В.В. Відновлення залізобетонних конструкцій та ремонт цегляних конструкцій за допомогою матеріалів MAPEI	34
Бугаєва С.В., Калюжна В.Є., Калюжна М.О. Аналіз досвіду модернізації причалу для генеральних вантажів в одеському порту без виводу його із експлуатації	36
Вировой В.М., Коробко О.О., Суханов В.Г., Шевченко В.В. Бетон в умовах заморожування	39
Гамеляк І.П., Харченко А.М., Цибульський В.М., Кулак В.В. Перспективи розробки методичних підходів до управління проектами та програмами відновлення покриття мостів	41

Гришин А.В., Чернушко Ю.П. Нелінійний розрахунок огорожувальної споруди взаємодіючої з ґрунтовою і водною середою від динамічного впливу	44
Дворкін Л.Й., Бордюженко О.М., Безусяк О.В. Фосфатні матеріали з використанням дисперсних гірських порід	47
Дворкін Л.Й., Марчук В.В., Тарасюк Т.О. Суміші для ремонту та відновлення споруд на основі золи виносу	50
Дзеба М.В., Мельник І.І., Артим В.І., Андрусак А.В., Дем'янчук Я.М., Колесніченко С.В., Полянський К.В., Селюгін Ю.В., Мнацаканян К.Б. Технічний стан штучних споруд на автомобільній дорозі загального користування державного значення т-09-06 Івано- Франківськ – Бистриця км 27+267 – км 66+411	53
Дубровський М.П., Дубравіна В.О. Вплив внутрішніх діафрагм на несучу здатність трубчастих паль	56
Закаблук С.С., Шинкевич О.С., Луцкін Є.С., Городецька Т.О., Мищенко В.М. Дослідження жорсткого дорожнього бетону на міцність з додаванням нейтральних та лужних гідрофобизаторів та базальтової фібри.	59
Зозулинець В.В., Ковальчук О.Ю. Дослідження фізико-механічних характеристик гібридних лужноактивованих цементів під впливом кислотного середовища	62
Карпюк І.А., Клименко Е.В., Карпюк В.М. Визначення викидів парникових газів при зведенні транспортних споруд	65

Кривенко П.В., Руденко І.І., Константиновський О.П., Кириченко В.М.	
Лужне алюмосилікатне покриття для захисту бетону від транспорту Cl^- іонів при періодичних циклах зволоження і висушування	68
Кровяков С.О., Чистяков А.О.	
Влив вторинних заповнювачів на міцність бетонів для основи дорожнього одягу	77
Куцман О.М., Баран С.А., Гринчак А.І.	
Особливості виконання ремонтних робіт з ліквідації ямковості	80
Лапіна О.І., Мороз К.О.	
Використання цементобетонних покриттів для автомобільних доріг	84
Митинський В.М., Новський О.В., Сушицька Т.А.	
Моніторинг влаштування металевих паль-оболонки морського причалу	89
Мішутін А.В.	
Довговічність дорожнього бетону	92
Мішутін А.В., Іськов В.О.	
Бетони для автотранспортних підводних тунелів	95
Мозговий В.В., Гринчак І.І.	
Особливості розрахунку асфальтобетонного покриття на ділянках доріг з перезволоженими ґрунтами	98
Осадчий В.С., Анісімов К.І., Великий Д.І., Бааджи В.Г.	
Протизсувна споруда у вигляді контрфорсів з буросічних паль	101
Панова І.М., Рогачко С.І.	
Гасіння енергії вітрових хвиль	104
Рогачко С.І.	
Силовa дія уламків льоду на стаціонарні та плавучі об'єкти	109

Рогачко С.І., Калюжна В.Є., Литвиненко В.В. Надійність проектів морських гідротехнічних споруд	112
Синиця Р.В., Осадчий В.С., Дмитрієв С.В. Чисельне моделювання гасіння хвиль конструкцією огороджувальної споруди неповного вертикального профілю	115
Слободяник Г.В., Слободяник А.В. Аналіз сучасних конструкцій для глибоководних причалів	121
Твардовський І.О. Перекриття великих прольотів з використанням комбінованих сталезалізобетонних конструкцій	124
Токін О.П., Смірнов А.М., Перспективи використання комбінованої снігоочисної техніки в утриманні доріг	127
Толмачов С.М., Покуса Ю.П., Токар А.А. Вплив кількості шлаку в цементі на деякі показники цементів та бетонів	130
Співпраця академії з провідними установами і закладами в галузі транспортного і гідротехнічного будівництва	133

ВІТАЛЬНЕ СЛОВО

Донченко А.І.

(Служба відновлення та розвитку інфраструктури в Одеській області)

Всім учасникам бажаю здоров'я! Радий Вас вітати з початком роботи міжнародної науково-технічної конференції на тему «Гідротехнічне і транспортне будівництво».

Одним із співорганізаторів конференції є Служба відновлення та розвитку інфраструктури в Одеській області, Державного агентства відновлення та розвитку інфраструктури України.

Щодо організації конференції хочу подякувати Одеській державній академії будівництва та архітектури. Ми співпрацюємо із академією у рамках Договору про науково-технічне співробітництво укладеного у червні 2019 року між академією будівництва і Службою відновлення.

У березні цього року Агентством відновлення внесені зміни до Положення про Службу у якому визначені мета, предмет діяльності та функції пов'язані не лише із забезпеченням розвитку та функціонування автомобільних доріг загального користування державного значення Одещини, мережа яких складається із 55 автодоріг загальною протяжністю 2 813,5 км, з яких 7 міжнародного значення протяжністю 815,4 км, 1 національного значення протяжністю 97,2 км, 7 регіонального, протяжністю 606,2 км, 40 автодоріг територіального значення протяжністю 1 294,7 км і до складу яких, крім іншого, входять 389 мостових переходів і шляхопроводів сумарною протяжністю 8 982 пм і 1 730 водопропускних труб протяжністю 30 506 пм, та виконанням мобілізаційного завдання у воєнний час, а і з:

- 1.1. будівництвом, ремонтами і модернізацією об'єктів житлової нерухомості,
- 1.2. громадського призначення,
- 1.3. виробничого комплексу,
- 1.4. соціальної сфери,
- 1.5. сфери житлово-комунального господарства,
- 1.6. благоустрою населених пунктів,
- 1.7. управління побутовими відходами, об'єктів оброблення відходів, полігонів,
- 1.8. інженерно-транспортної,
- 1.9. енергетичної інфраструктури,
- 1.10. захистом споруд цивільного захисту,
- 1.11. інших об'єктів що мають вплив на життєдіяльність населення,

- 1.12. військових об'єктів та майна у сферах авіаційного, залізничного, крім утримання, морського та внутрішнього водного транспорту, автомобільного транспорту загального користування,
- 1.13. міського електричного транспорту,
- 1.14. у сфері забезпечення енергетичної ефективності будівель,
- 1.15. а також щодо об'єктів і споруд оборонного і спеціального призначення,
- 1.16. пунктів пропуску через державний кордон для автомобільного та залізничного сполучення,
- 1.17. об'єктів критичної інфраструктури.

Функції Служби відновлення значно розширені і основним предметом діяльності є виконання в межах визначених повноважень функцій Замовника робіт, одержувача бюджетних коштів.

У своїй діяльності ми тісно співпрацюємо із обласною і районними військовими адміністраціями, військовим командуванням, національною поліцією і представниками територіальних громад.

Виконання зазначених робіт здійснюється, як правило, на конкурсних засадах проектними, науковими, будівельними і експлуатаційними компаніями.

З метою прискорення реалізації проектів Кабінетом Міністрів України 27 грудня 2022 року прийнято Постанову № 1482 «Про реалізацію експериментального проекту щодо будівництва, ремонту та інших інженерно-технічних заходів із захисту об'єктів критичної інфраструктури паливно-енергетичного сектору критичної інфраструктури». По деяких об'єктах ведуться роботи за правилами цієї Постанови.

В останні роки Службою застосовується науково-технічний супровід не лише будівельно-ремонтних, а і проектних робіт. Тісні зв'язки за напрямками нормативного забезпечення, нових матеріалів і технологічних рішень, контролю якості робіт і матеріалів підтримуються із галузевим провідним державним науково-дослідним підприємством «ДерждорНДІ».

Розгляд і прийняття основних проектних рішень для конкретних об'єктів відбуваються за результатами розгляду «ДерждорНДІ», у якому багато років діє спеціально створена секція і Технічної ради Агентства відновлення.

Набирає оберті реалізація проектів за формулою «проектуй-будуй» і, не зважаючи на наявність штатного професійного персоналу Служби, у тому числі відділу якості, технічного контролю та нових технологій і

сертифікованої за стандартами ISO лабораторії з контролю якості виробництва, залучення на договірних умовах інжинірингових компаній для виконання робіт інженерів консультантів і технічного нагляду.

До портів міст Одеса, Южний, Чорноморськ, Рені, Ізмаїл і Кілія як у ліжку із території всієї України і у зворотному напрямку стікаються автомобільні вантажопотоки. Значна інтенсивність руху великовантажних автомобілів підтверджується у тому числі результатами роботи пунктів габаритно-вагового контролю області, у тому числі автоматизованих.

З метою підвищення якості, довговічності і надійності виконаних робіт, в останні роки у всіх контрактах на виконання робіт передбачена відповідальність підрядників за належний експлуатаційний стан збудованих чи відремонтованих об'єктів у межах гарантійного терміну і фінансового забезпечення виконання договорів банківськими гарантіями.

Фактичний експлуатаційний стан переважної більшості автодоріг, у тому числі міжнародного значення, потребує капітального ремонту де у рази прострочено нормативні міжремонтні терміни, а дорожні одяги, мостові переходи, влаштовані 30-50 років тому із місцевих маломіцних матеріалів, характеризуються зношеністю і багаточисельними руйнуваннями, та реконструкції із підвищенням категорії доріг, де вже протягом тривалого часу фактична інтенсивність руху значно перевищує нормативну. Серед таких доріг обхід м. Одеси, Одеса – Рені (на м. Бухарест) на під'їздах до м. Одеси, Одеса – Миколаїв, Одеса – Южний, Одеса – Чорноморськ, Одеса - Кучурган (на м. Кишинів) та інші.

Є достатня кількість актуальних робочих проектів і незавершених об'єктів проте обсяги фінансування для їх реалізації потребують суттєвого збільшення.

І тому під час розробки проектних рішень, прийнятті технічних рішень перед виконанням будівельних і ремонтних робіт виходячи із конкретних сучасних обставин і визначених перспективних експлуатаційних умов, а для прикладу як відомо на території Одеської області відсутні щебеневі заводи, застосовуються:

- стабілізатори ґрунту, які крім іншого значно зменшують розмір транспортних витрат у складі вартості робіт;

- геосинтетичні матеріали (геотекстилі, георешітки) для дорожньо-будівельних і ремонтних робіт у тому числі для армування асфальтобетонних шарів дорожніх покриттів;

- модифіковані нафтові дорожні бітуми, у тому числі застосування на магістральних дорогах високомодифікованих бітумів, якість яких за даними досліджень із року в рік погіршується, до речі у багатьох випадках погіршується якість не лише бітумів, а і гранітних кам'яних матеріалів, цементів;

- стабілізуючі волокна при приготуванні гарячих щебенево-мастикових асфальтобетонних сумішей для верхніх шарів покриття автодоріг з інтенсивним рухом;

- енергозберігаючі добавки котрі понижують температуру приготування і укладання гарячих асфальтобетонних сумішей, зменшують шкідливий вплив на навколишнє природне середовище;

- просочуючі герметизуючі і гідрофобізуючі суміші використання яких відновлює і омолоджує асфальтобетонні покриття, що мають волосяні тріщини, або сітку тріщин;

- ефективні інженерні рішення з армування укосів, облаштування підпірних стінок із застосуванням армогрунтових і габіонних систем, модульних бетонних блоків, гідроблоків, залізобетонних панелей;

- ремонт, відновлення і захист цементобетонних поверхонь просочуючими гідрофобізуючими матеріалами;

- при капітальному ремонті та реконструкції мостів і шляхопроводів з прогоновими будовами із збірних залізобетонних таврових балок, для збільшення їх вантажопід'ємності і забезпечення відповідності вимогам при розрахунку на міцність та надійність по граничним станам I та II групи, з'єднання торців балок канатами із попередньо напруженої арматури;

- сучасні дренажні системи і системи поверхневого водовідводу;

- протигерозійний захист;

- розроблені проекти реконструкції і капітального ремонту автомобільних доріг з цементобетонним покриттям;

- широкого застосування набули основи дорожнього одягу із використанням цементу і комплексних в'язучих, повторне використання відфрезерованих матеріалів;

- сучасні матеріали, засоби і системи з організації дорожнього руху;

- з точки зору екологічної складової окремої уваги заслуговують вторинні матеріали і відходи виробництва;

а також нові матеріали і технологічні рішення які будуть обговорені під час науково-практичної конференції.

Дякую за увагу і бажаю всім цікавої і плідної роботи! Разом до Перемоги!

ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОНАННЯ РОБІТ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ МІСЦЕВОГО ЗНАЧЕННЯ

Сандул А.Д.

(ДП «Служба місцевих автомобільних доріг»)

Державне підприємство «Служба місцевих автомобільних доріг» є юридичною особою публічного права, засноване на державній власності і належить до сфери управління Одеської обласної державної адміністрації, яке створене 12 березня 2018 року розпорядженням Одеської обласної державної адміністрації «Про утворення державного підприємства «Служба місцевих автомобільних доріг» № 200/А-2018.

ДП «Служба місцевих доріг» утворене з метою забезпечення утримання автомобільних доріг загального користування місцевого значення Одеської області в належному експлуатаційному стані відповідно до вимог нормативно-правових актів, норм, стандартів, розвитку мережі автомобільних доріг загального користування місцевого значення, сталого функціонування, створення умов для безперервного та безпечного руху транспорту на них.

На балансі перебуває мережа автомобільних доріг загального користування місцевого значення – 5526,525 км.

Місцеві автомобільні дороги поділяються на :

- обласні з індексом «О» - загальна протяжність 1551,397 км ;
- райони з індексом «С» – загальна протяжність 3975,128 км.

Штучні споруди на автомобільних дорогах загального користування місцевого значення знаходяться 467 шт. мостів та шляхопроводів.
(табл. 1)

Співфінансування органами місцевого самоврядування на 2023 рік станом на 25 травня складає 210 538,070 тис. грн.

Станом на 10.05.2023 року (табл. 1) виконано робіт з експлуатаційного утримання в 2023 році на суму – 181 253,116 тис. грн (в т.ч. за кошти органів місцевого самоврядування – 114 390,855 тис. грн), з них зимове утримання – 36 353,440 тис. грн. Було ліквідовано ямковості на автомобільних дорогах загального користування місцевого значення Одеської області – 108 131 м².

Таблиця 1

Виконання робіт на автомобільних дорогах місцевого значення
за період 2019-2022 років.

Види робіт	2019 рік		2020 рік		2021 рік		2022 рік	
	сума, тис. грн.	км/ м ²	сума, тис. грн.	км/м ²	сума, тис. грн.	км/ м ²	сума, тис. грн.	км/м ²
Будівництво			158,3		2 594,1			
Капітальний ремонт	743,9		241 8 52,4	9,0 км	641 705,4	30,7 км	15 79 4,7	
Поточний середній ремонт	322 486,3	41,7 км	462 7 12,8	41,8 км	330 9 18,2	23,8 км	6 995, 2	
Експлуатаційне утримання та поточний дрібний ремонт	154 9 66,1	513 709, 9 м ²	230 5 46,8	482 0 08,9 м ²	257 4 67,9	388 162, 0 м ²	100 3 10,2	550 010 ,5 м ²
Капітальний ремонт вулиць	75 84 0,9	43 0 44,1 м ²	25 93 0,8	24 933,7 м ²	28 18 0,0	1 433, 9 м ²		
Погашення місцевого боргу					16 100,0		20 00 0,0	
Обслуговування місцевого боргу					8 521,7		26 60 9,6	
Співфінансування органами місцевого самоврядування					27 513,0		99 81 1,5	
	554 0 37,2		961 2 01,1		1 285 487,3		222 9 11,6	

Таблиця 2

Заплановані роботи на автомобільних дорогах місцевого значення на
2023 рік

Види робіт	2023 рік	
	сума, тис. грн.	км/м ²
Капітальні видатки		
Будівництво (проектування)	3 000,0	
Капітальний ремонт	405 914,1	4,250 км
Поточний середній ремонт	0	
Капітальний ремонт вулиць (за рахунок обласного бюджету)	37 845,6	3 571,0 м ²
Поточні видатки		
Експлуатаційне утримання та поточний дрібний ремонт	260 396,6	
Погашення місцевого боргу	55 498,8	
Обслуговування місцевого боргу	80 498,0	
Співфінансування органами місцевого самоврядування	186 438,1	
Співфінансування обласного бюджету	30 000,0	
Всього видатків	1 059 231,2	

DIRECTIONS AND DEVELOPMENT PATHS OF VIBRO-PRESSING OF PRODUCTS BASED ON ULTRA-HARD MIXTURES

Lichnov I.S., master's degree in construction, Postgraduate;
Sanytskyi M.A., Dr. Sci., Professor; **Kahanov V.O.**, Ph.D., Associate
Professor; **Danyliuk V. I.**, master's degree student,
(Lviv Polytechnic National University)

The issue of using ultra-hard fine-grained concrete mixtures in the process of vibro-pressing decorative wall elements using modern automated concrete forming complexes has become increasingly relevant in Ukraine in recent years. Several locations in the domestic construction market have seen the emergence of industrial production utilizing professional technological equipment for the mass production of environmentally friendly and aesthetically appealing vibro-pressed concrete products, which can be widely used for the construction of road networks and the beautification of urban and municipal areas in modern Ukraine.

Despite a series of previous scientific research on the properties of vibro-pressed concrete, there are still problematic issues related to the study of the structure of concrete based on ultra-hard mixtures and the need for analysis of the processes of forming a dense structure of vibro-pressed concrete products in factory production using modern technological equipment. This article is prepared by a team of authors from the Department of Construction Production at the Lviv Polytechnic National University and aims to search for factors to increase the operational physical-mechanical properties of vibro-pressed concrete products and the prospects for the development of this method of forming construction products in modern Ukraine.

The main requirements for concrete pavement and concrete products made of vibrated concrete are:

- High compressive and splitting strength, as well as corresponding load-bearing capacity.
- High frost and anti-icing agent resistance.
- Low abrasion.
- High resistance to chemical corrosion (caused by aggressive rainwater, so-called acid rains, fats, oils, fuels, etc.).
- Aesthetics and functionality (multiple sizes, shapes, colours, and thicknesses adaptable to the specific surface).

The undeniable advantages of decorative concrete paving made from vibrated concrete include:

- Long service life (approximately 50 years).

- Lower cost compared to reinforced concrete slabs, asphalt pavement, cast-in-place concrete, and natural stone.

- Possibility of dismantling and reuse of the installed pavement.
- Easy maintenance of the sidewalk and road surface cleanliness.

Concrete pavement and other concrete products used for sidewalk and road coverings operate under extreme conditions due to:

- Intensive impacts of compression, bending, tension, impact, and abrasion.

- Dynamic loads.

- Intensive effects of chemical substances, such as oils, greases, gasoline, acid rains, de-icing agents, polluted rainwater (deposits from vehicle wheels, such as rubber, steel reinforcement scraps, rust, brake pad residues, exhaust gases containing lead and carbon oxides, phenol, etc.).

The challenging conditions of concrete usage require manufacturers to use high-quality raw materials and employ appropriate technology, reliable quality control of production, modern production lines for concrete mixtures, and proper concrete compaction techniques, as well as maintaining the production lines in good technical condition. Due to the extreme conditions of use for small-sized concrete elements in the sidewalk and road pavement, they are subject to criteria for ensuring the durability of building products, which depend on technological methods and actions in production, as well as the use of modern methods for quality assessment and compliance with technical requirements related to concrete paving.

The number of chemical additives of types I and II should be determined based on pre-testing that encompasses not only the strength parameters of hardened concrete but also other operational characteristics, such as strength development dynamics, durability, shrinkage, heat release, etc. Type II additives may be included in the concrete mix as part of the Portland cement content, as well as with the water/cement ratio (w/c) if their suitability has already been determined. This is achieved by incorporating the coefficient k value into the concrete mix design.

The use of fly ash requires compliance with the following conditions:

- Fly ash/Portland cement $< 0.33\%$ by mass, in case of using a higher amount of fly ash, the excess should not be considered in the calculation of the water/cement + kx fly ash ratio or the minimal amount concerning Portland cement.

- Reduction of compaction and hardening costs for concrete.

- Enhancement of the aesthetic appeal of products.

- Extension of service life of metal or polymer molds for vibrator pressing devices of concrete forming machines.

Conclusions

Modern Ukraine has actively joined the global trend of using high-strength concrete mixtures in the process of vibratory pressing on high-productivity concrete forming complexes over the past decade. The global experience of manufacturing concrete pavers using the semi-dry vibratory pressing method at the production facilities of TM "Mii Dvir" (Lviv) indicates the need for further scientific research in the field of improving the technology of preparing high-strength mixtures from conventional components and refining the method of vibratory pressing of concrete in a closed circuit of a high-productivity concrete forming complex with the loading of the punch of the press form.

References

1. Brylicki W., Kostka brukowa z betonu wibropresowanego, Polski Cement, Krakow, 1988
2. Brylicki W., Malolepszy J., Cement-Wapno-Beton 1, 1996.
3. Sliwinski J., Brylicki W., 3-rd Int. Conference and Concrete Structures, Zylina, 2002.
4. Ramachandran V.S., Concrete Admixtures Handbook, Nogos Publication Park Ridge, New Jersey, 1982.
5. Wittmann F.H. Structure and Fracture Mechanics of Composite Materials, Fracture Toughness and Facrure Energy, Balkema, Rotterdam, 1989.

CONTRIBUTION TO THE ANALYSIS IMPACT OF EARTHQUAKES ON SLOPE STABILITY

Matija Kancijan, student; **Božo Soldo**, Ph.D., Professor
(*University of the North, Croatia*)

Tomislav Landeka, graduate engineer
(*Zagreb County Road Administration, Croatia*)

Abstract. Landslides often occur during earthquakes, i.e. the mass on the sliding surface begins to lose its previous shear strength and displacement occurs. As central topics in this work, the so-called quasi-static stability analysis and Newmark's method of sliding blocks. Newmark's method of sliding blocks provides the possibility of predicting the displacements that a certain earthquake magnitude will cause, the displacements obtained in this way can be input parameters for analysis in designing stability and/or rehabilitation of slopes.

Calculations and graphical representations of slopes completely soaked with water are also presented. The procedure for choosing a remedial concept, for example additional soil compaction, is also explained, which is crucial for the efficiency, and thus the success of the remedial intervention.

An example of a landslide model was implemented using the numerical method and the GEO5 program. The seismogram record was taken from the last Zagreb earthquake that occurred in March 2020, and in this work it was a relevant indicator of how many landslides opened and were triggered during the action of that earthquake, and how important is the rehabilitation of landslides and regular monitoring of the displacement of the sliding surface using various modern geotechnical methods.

A comparison of quasi-static analysis and Newmark's sliding block method was discussed in order to demonstrate the effectiveness of Newmark's method and its output results.

Keywords: quasi-static method, newmark's method, sliding block, earthquake, acceleration, displacements, factor of safety.

Introduction. With each instability i.e. the occurrence of a landslide, there is a drop in shear strength, or an increase in shear stress. Shear strength is a function of normal effective stress, and shear stress is the difference between normal stress and pore pressure, therefore, there are various possibilities that lead to instability. After the imbalance occurs, very small, hard to see movements, or crawling, appear. When the speed of mass movement increases significantly, this phenomenon is called sliding [1].

Earthquake is known to be one of the influences on reducing slope stability. When an earthquake occurs, horizontal forces act on each element. The increase in seismic excitations on the ground surface is a consequence of the difference in impedance between the surface layers of the soil and the underlying foundation, which represents the resistance to vibration of soil particles. The amplification (increase) of the seismic excitation is also affected by the damping of the wave amplitude caused by the inelasticity and heterogeneity of the system [2]. It is also known that the slopes at the locations in question and in static action are close to the equilibrium limit, especially in times of heavy precipitation (falling rain and melting snow). In the dynamic conditions of earthquakes, loads increase, shear strength decreases and displacements occur. When an earthquake occurs, cracks develop (Figure 1), and precipitation (falling rain and snow) more easily saturates the soil. In the earthquakes that occurred in Croatia (Zagreb, Petrinja), they would have caused far more visible- greater damage than they occurred at a time of greater saturation, that is, at the time of the earthquake, there was relatively low soil saturation [3]. The earthquake is a significant factor in the slope load: on a global scale, Croatia is in a very active zone [3].



Fig. 1. A slow creep of mass that causes slippage [3]

There are well-known examples from around the world where an earthquake had devastating power and triggered approximately 3,500 landslides in Japan/Kumamoto; earthquake of magnitude 7.0; in 2016 (Figure 2). An example from Croatia is the large earthquake in Hrvatska Kostajnica, which additionally triggered landslides (Figure 3).



Fig. 2. Examples of landslides during the earthquake in Japan [3]



Fig. 3. Landslides in Hrvatska Kostajnica [3]

The paper presents a quasi-static method, which as a result shows only the value of the quasi-static factor of safety minus the action of quasi-static forces. In the analysis of the earthquake effect on the landslide, only one horizontal component of the earthquake effect is taken into account, the paper also analyzes the influence of the vertical component in proportion to the horizontal one on the factor of safety in unsaturated and fully saturated soil. Since the goal is to obtain displacements of the sliding surface during earthquake action, the Newmark method is used. His method consists in finding the limit acceleration, which is not equal to the horizontal coefficient of action as in the case of the quasi-static method, but is calculated separately via the static factor of safety and the slope of the slope.

Quasi-static method of stability. One of the analyzes of slope stability in seismic conditions is possible through quasi-static analysis. The earthquake is introduced through the so-called angle of deflection of the coordinate axes δ (Figure 4) [3].

The horizontal acceleration resulting from an earthquake is calculated using the acceleration of gravity:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \delta &= \frac{Q}{G} = \frac{m \cdot a_H}{m \cdot g} = \frac{k_h \cdot g}{g} k_h, \\ a_H &= k_h \cdot g, \\ \delta &= \operatorname{arc} \operatorname{tg} k_h. \end{aligned}$$

The coefficient of horizontal acceleration in practice ranges: $0,05 \leq k_h \leq 0,5$, that is, the deflection angle is in the range:

$$3^\circ \leq \delta \leq 26^\circ.$$

The value of the vertical seismic coefficient in the quasi-static method is most often neglected. The reason for such neglect is that the value of the vertical seismic coefficient tends to zero and does not have a great influence on the ultimate value of the safety factor, which can be proven by the schematic representation as in Figure 5.

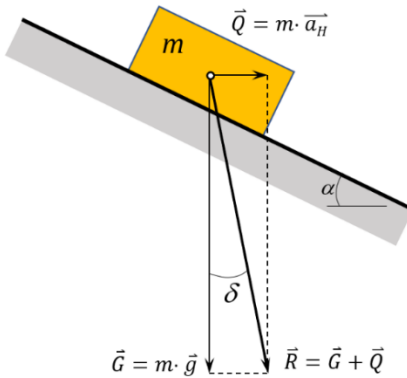


Fig. 4. Force polygon during earthquake action [3]

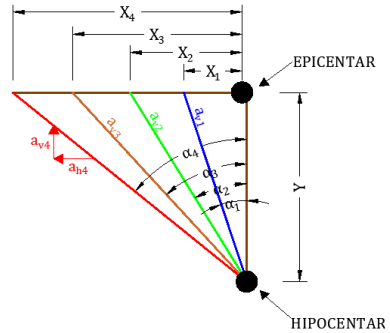


Fig. 5. Reduction of the influence of the vertical seismic coefficient with increasing distance from the epicenter of the earthquake

The factor of safety of the slope with the analysis of the vertical component included along with the horizontal is calculated using the following expression [4]:

$$F_{s,kv} = \frac{c \cdot l_{ab} + [(W - F_v) \cdot \cos \beta - F_h \cdot \sin \beta] \cdot \operatorname{tg} \varphi}{(W - F_v) \cdot \sin \beta + F_h \cdot \cos \beta}, \quad (4)$$

where is F_v vertical seismic force:

$$F_v = \frac{a_v \cdot W}{g} = k_v \cdot W \quad (5)$$

and F_h horizontal seismic force:

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = k_h \cdot W. \quad (6)$$

The graph from the Figure 6. shows how the quasi-static safety factor decreases with an increase in the horizontal earthquake coefficient. At the highest slope of 25° which has the smallest safety factor of 1,23, the safety factor will fall from the equilibrium position to the unstable position with a safety factor of $F_s < 1$.

The measure is to increase safety factors by compacting the soil or increasing the angle of internal friction for such slopes with greater slope gradients, so that the impact of an earthquake reduces the safety factor less.

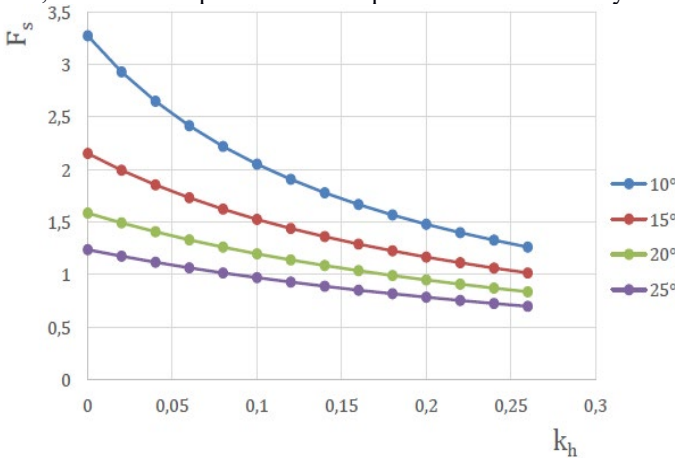


Fig. 6. Graph of the dependence of the safety factor on the horizontal acceleration coefficient for different slopes for the example of the same ground and different slope angles

The graph from Figure 7 shows how the influence of the vertical component will have a greater impact on slopes with a smaller slope, while for slopes with a larger slope, this influence will be smaller due to the distance between the curve with the included horizontal coefficient and between the curve with the included horizontal and vertical coefficient. Therefore, often in the design of structures, including geotechnical structures, only horizontal acceleration is taken into account, that is, the coefficient of horizontal acceleration k_h is selected.

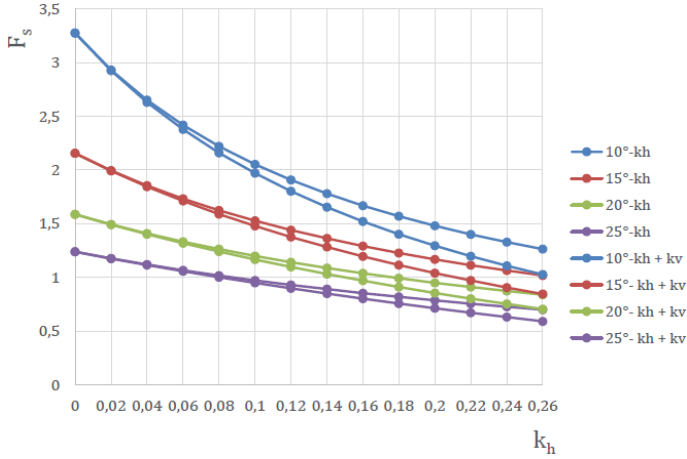


Fig. 7. Graph of the dependence of the safety factor on the coefficient of horizontal acceleration and the coefficient of vertical acceleration for an example of the same ground and different slope angles

Newmark sliding block. Newmark's sliding block represents a rigid block of mass m , which is used to estimate the displacements of that mass on the slope. Newmark's theory assumes that relative slope displacement will not occur with acceleration less than the limiting acceleration.

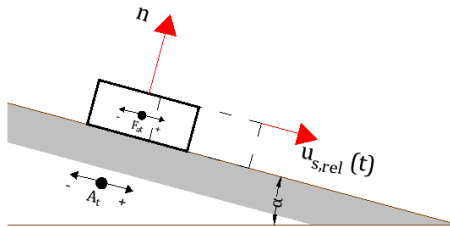


Fig. 8. Simplified representation of the Newmark sliding block [5]

Determining displacement using Newmark's method begins by defining the limiting acceleration for which Newmark gives an expression using the geometric interpretation of landslides (expression 7) and how slope displacement occurs under conditions when maximum acceleration of seismic action a_{max} exceeds the limit a_c .

$$k_c = (F_s - 1) \cdot \sin \alpha.$$

Figure 9 shows positive acceleration, that is, the direction of limit acceleration that cuts off the positive part of the axis of the accelerogram. However, in the case of cutting the negative part of the accelerogram, two-way movements of the block are obtained – up and down the slope. If there is such a two-way motion, the area under the negative part of the accelerogram will be integrated, thus summing up the displacement under the negative part and part of the positive part (Figure 10).

As the manual calculation of the displacement D is very complex without computer programs, many authors have given expressions to estimate the displacements. Here the expression according to is stated Ambraseys and Menu (1988) [6].

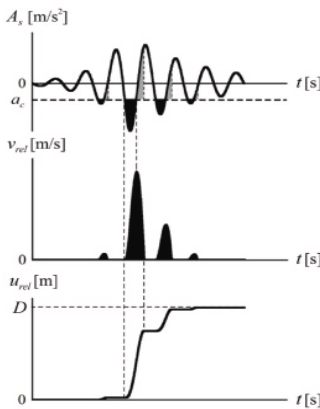


Fig. 9. Example of Newmark analysis [6]

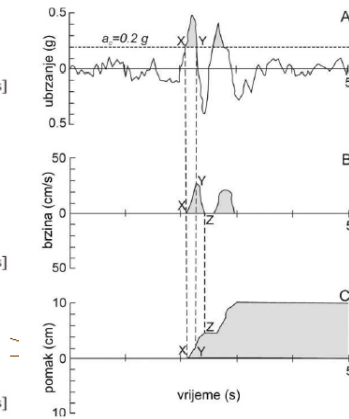


Fig. 10. Movement of the block in two sizes [7]

$$\ln(D) = 0,9 + \ln \left[\left(1 - \frac{k_c}{k_{max}} \right)^{2,53} \cdot \left(\frac{k_c}{k_{max}} \right)^{-1,09} \right] \pm 0,3,$$

where is: D – expected shift [cm], k_c – limit coefficient of negative sign; k_{max} – maximum coefficient of negative sign.

Examples of calculations of the impact of earthquakes on slope stability.

As an example of calculating the impact of an earthquake on slope stability, a slope with unsaturated and fully saturated soil will be compared. The soil that will be represented as a sliding body will have geotechnical parameters obtained by reverse analysis, for unsaturated soil the parameters were

selected so that the safety factor was greater than 1.0, while the parameters were selected by reverse analysis for the unsaturated soil so that the safety factor was greater than 1.0, that is, to represent the slope at which sliding has already started. The computer program GEO 5 with the option of the finite element method is used, in order to present the models of unsaturated and saturated soil, and to check the safety factors obtained from the calculation.

A slope with unsaturated and saturated soil of height $H = 4\text{ m}$, slope, with the following geotechnical parameters is observed for $\alpha = 15^\circ$.

Table – 1
Soil layer parameters

Clay soil	Marly clay
Cohesion: $c = 2\text{ kN/m}^2$ angle of internal friction: $\varphi = 24^\circ$ volumetric weight: $\gamma = 18,5\text{ kN/m}^3$ sliding block thickness: $z = 2\text{ m}$	Cohesion: $c = 30\text{ kN/m}^2$ angle of internal friction: $\varphi = 30^\circ$ volumetric weight: $\gamma = 18,5\text{ kN/m}^3$

The horizontal ground acceleration coefficient of $k_h = 0,23$.

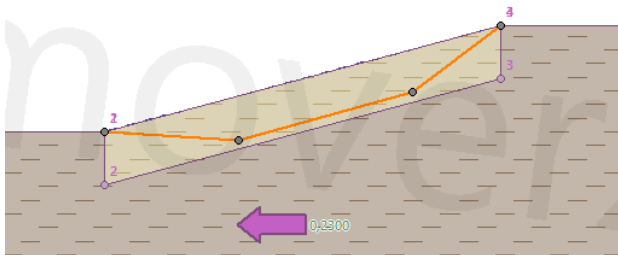


Fig. 11. Landslide model under seismic action

The static and quasi-static factor of safety of unsaturated and fully saturated soil was calculated and shown in Tables 2 and 3.

It follows from Table 2 that the safety factor for static impacts is greater than 1, i.e. there is no danger of the surface slipping. However, if the slope is subjected to quasi-static seismic forces, a reduced safety factor is obtained $F_s < 1.0$, which means that under such action the surface will slip.

It follows from Table 3 that the safety factor is $F_s < 1.0$, which indicates that slope sliding has already started. If such an unstable slope is subjected to quasi-static forces, the safety factor decreases even more.

Table 2 – Unsaturated soil

Soil without water	
Static safety factor	Quasi-static safety factor
$F_s = 1,87$	$F_{s,kv-} = 0,96$

Table 3 – Fully saturated soil

Soil completely saturated	
Static safety factor	Quasi-static safety factor
$F_s = 0,97$	$F_{s,kv-} = 0,5$

Although the vertical seismic coefficient is neglected in the quasi-static analysis, here we want to check its actual influence on the result of the safety factor and will combine it together with the horizontal seismic coefficient and look for that ratio at which a labile equilibrium occurs. By combining the vertical seismic coefficient in the value intervals from 0.00 to 0.23 with the values of the horizontal seismic coefficients in the intervals from 0.00 do 0.23 using the GEO5 program, the safety factor values are obtained, which can be shown graphically as in Fig. 12.

The graph from Figure 12 shows how the influence of the vertical component on the factor of safety in the case of unsaturated soil is neglected, which can be seen from the distance between the curves, as there is practically no distance between the curves, so there is no influence of the vertical seismic coefficient either. Curves of an exponential shape, that is, an exponential fall of the safety factor, were obtained, without a large influence of the vertical seismic coefficient.

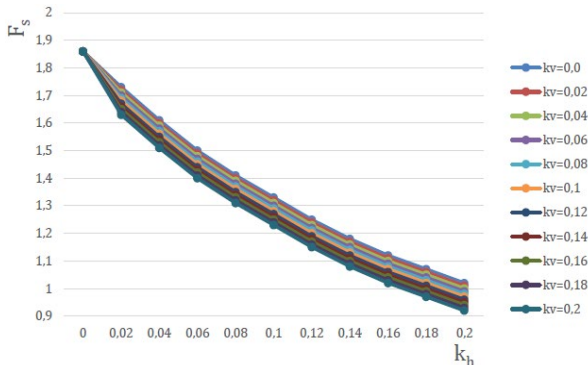


Fig. 12. Dependence of the safety factor on the ratio of horizontal and vertical seismic coefficient

The same procedure was carried out for the case of fully saturated soil, and the same combinations of vertical and horizontal coefficients were taken as for unsaturated soil. Based on this, the following graph is obtained as in Figure 13.

The graph from Figure 13 shows that the influence of the vertical component on the safety factor in the case of fully saturated soil is not neglected, which can be seen from the distance between the curves, as there are larger distances between the curves, so there is also the influence of the vertical seismic coefficient. Curves of an exponential form, that is, an exponential fall of the safety factor, with the influence of the vertical seismic coefficient, were obtained.

Since the applied quasi-static method does not provide displacement results, the Newmark method is applied.

The input data for the Newmark method will be the initial static factor of safety for unsaturated and fully saturated soil, and the slope of the slope $\alpha = 15^\circ$.

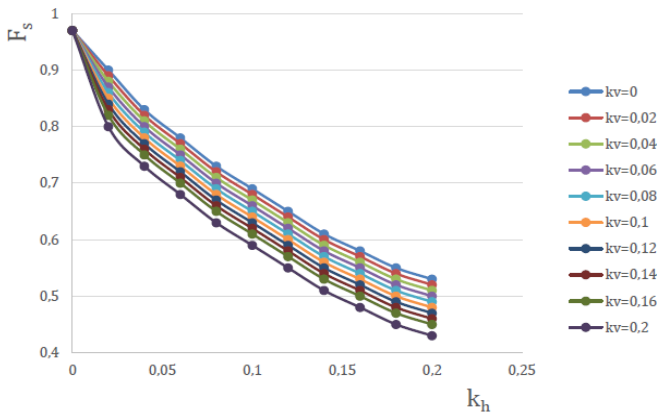


Fig. 13. Dependence of the safety factor on the ratio of the horizontal and vertical seismic coefficient

The limit acceleration and displacement for the maximum (peak) acceleration, for unsaturated and fully saturated soil, are calculated from the expression.

Table – 5 Soil without water

Limit acceleration a_c	Maximum displacement according to Ambraseys and Menu (1988)
$a_c = 2,21 \text{ ms}^{-2}$	$D = 0,013 \text{ mm}$

Table – 6 Soil completely saturated

Limit acceleration a_c	Maximum displacement according to Ambraseys and Menu (1988)
$a_c = -0,08 \text{ ms}^{-2}$	$D = 117,1 \text{ mm}$

With fully saturated soil, a "negative" acceleration is obtained, which means that the movement of the block will be in two directions – up and down the slope, the displacement is thus greater because the earthquake particle must return from the negative part to the positive part.

Displacements can also be shown graphically (Figures 14 and 15) for smaller safety factors. For unsaturated soil, deviations from the safety factor are shown 1.87 do 1.10 (Figure 14).

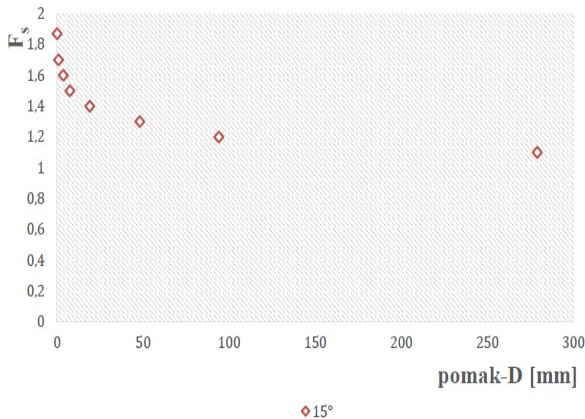


Fig. 14. Dependence of the displacement on the factor of safety in unsaturated soil

In the case of partially saturated soil (Figure 15), shifts from the static factor of safety 0.96 to 0.60 are shown.

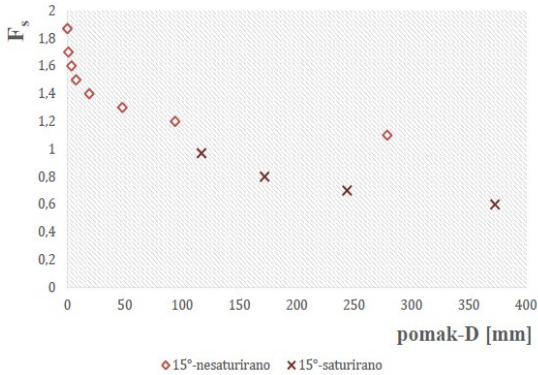


Fig. 15. Comparison of the displacement of unsaturated and fully saturated soil

The graph from Figure 16 tells about the relationship between the shear stress and the relative displacement of the landslide mass.

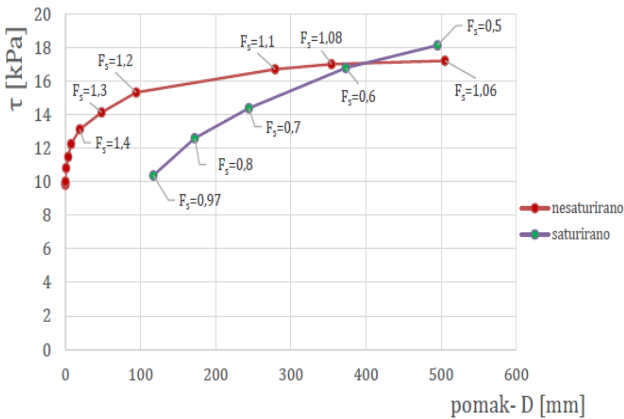


Fig. 16. Relationship between shear stress and relative displacements of unsaturated and fully saturated soil during earthquakes

Each point of the curve represents a certain factor of safety, where the highest is the one where the shear stress τ is the smallest. For approximately the same value of shear strength in unsaturated soil, saturated soil will have larger displacements during seismic action by the same amount, due to the already reduced initial safety factor, which is 0.97. The residual strength of the soil also appears, i.e. the strength of the soil that the sample has after failure, according to the graph in Figure 16, it starts to build up from the safety

factor of 1.08, and the value of the residual strength changes very little for smaller safety factors, while for complete saturated soil for decreasing safety factors, displacements increase almost linearly with increasing shear strength.

Conclusion. Analyzes of the quasi-static method and the Newmark sliding block method are presented. Newmark's sliding block is compared with a physical analysis of a block sliding on an incline. By analyzing the quasi-static method, the results of the quasi-static factor of safety with included earthquake force are obtained, and the factor of safety has been reduced by approximately half the value of the static factor of safety. Newmark's analysis is used to determine the displacement of the block at the static factor of safety, and the displacement of the block at the maximum peak accelerations was determined from the expression for the limit acceleration and using the expression of the authors Ambraseys and Menu. On the examples of road landslides, this kind of procedure can be used to estimate the displacement after an earthquake. More detailed analyzes could be carried out after measuring the acceleration of individual locations, as well as revealing locations with a greater slip potential.

References

- [1] R. Richards, D.G. Elms, *Seismic behavior of gravity retaining walls*. J Geotech Eng Div ASCE 105(GT4). 1979.
- [2] M. Bačić, T. Ivšić, M.S. Kovačević, "Geotechnics as an indispensable segment of earthquake engineering", *Builder*, vol. 72, no. 10, pp. 923-936, 2020.
- [3] B. Soldo, Additional explanation with reports on road landslides / landslides on local and county roads in Zagreb County with an emphasis on earthquakes, 2021.
- [4] S.H. Rho, Analyses of Seismic Slope Stability, ECI 281A Term Project. [Online]. Available: <https://www.slideserve.com/donoma/eci-281a-term-project-analyses-of-seismic-slope-stability>.
- [5] N.M. Newmark, *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*, Geotechnique, 1965.
- [6] T. Roje-Bonacci, *Abandoned buildings*, University of Split, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Split, 2015.
- [7] A., Korzec, R., Jankowski, *Extended Newmark method to assess stability of slope under bidirectional seismic loading*. 2020.
- [8] W., Huang, *Stability of unsaturated soil slopes under rainfall and seismic loading*, Doctoral thesis, Nanyang Technological University, Singapore, 2018.
- [9] L.M., Highland, P. Bobrowsky, *The Landslide Handbook- A guide to Understanding Landslides*, U.S. Geological Survey, Reston, Virginia, 2008.
- [10] G.A., Andersen, *Tilting Response of a Centrifuge Model Gravity Retaining Wall to Seismic Shaking*, Master Thesis, M.I.T., Cambridge, Massachusetts, 1987.

ВПЛИВ ПОШКОДЖЕННЯ ОПОР ШЛЯХОПРОВІДУ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМАТИВНИЙ СТАН ТА КРИТИЧНЕ НАВАНТАЖЕННЯ СТІЙКОСТІ

Балдук П.Г., к.т.н., доц.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Балдук Г.П., к.т.н.

(ВІМ-менеджер, ТОВ «АЛБАТЕК ЮА», м. Одеса)

Внаслідок військових дій в Україні пошкоджено велику кількість транспортних споруд. До них відносяться рами мостів і шляхопроводів, що складаються з гнучких стислих і стисло-вигнутих елементів. Для ухвалення рішень про їх подальшу долю необхідно мати інформацію про напружено-деформований стан, можливість втрати стійкості окремих елементів або всієї конструкції в цілому. Отримання точного вирішення поставлених завдань для багатопрогонових рам є складною математичною проблемою. Існує декілька шляхів її вирішення: від суттєвого спрощення розрахункових схем до використання наближених методів розрахунку.

Метою даної роботи є визначення залежності зміни напружено-деформованого стану плоскої рами періодичної структури від пошкодження її елементів. Для вирішення поставлених завдань використовується інженерна методика розрахунку [1, 2], яка дозволяє спростити перевірку стрижнів рами на стійкість з урахуванням геометричної нелінійності без використання для цих цілей сучасних програмних обчислювальних комплексів.

Розглядається плоска багатопрогонова рама періодичної структури під впливом системи вертикальних навантажень [3, 4]. Модель розглянутої рами має зміну висоту стоек при двох розмірах прольотів (рис. 1), для неї число невідомих методу переміщень дорівнює шести.

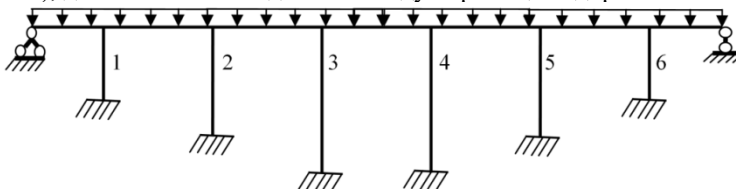


Рис. 1. Модель рами шляхопроводу

Параметри моделі: довжини прольотів: $l_1=l_7=4$ м; $l_2\div l_6=6$ м; висоти стоек: $h_1=h_6=4$ м; $h_2=h_5=6$ м; $h_3=h_4=8$ м; жорсткості перетинів елементів рами: $EI_P=1600$ Нм²; $EI_C=1200$ Нм²; $EI_{P1}=EI_{P7}=EI_P$; $EI_{P2}\div EI_{P6}=2,25EI_P$; $EI_{C1}=EI_{C6}=EI_C$; $EI_{C2}=EI_{C5}=1,75EI_C$; $EI_{C3}=EI_{C4}=2,(6)EI_C$.

Послідовно виконується два розрахунку - деформаційний розрахунок моделі під дією вертикально розташованого розподіленого навантаження та розрахунок на стійкість стоек цієї ж моделі під дією системи тільки вертикальних сил. Усі розрахунки здійснюються з допомогою методу переміщень в таблицях Excel.

В результаті першого розрахунку визначаються напружено-деформований стан в стойках з урахуванням геометричних змін моделі. Розглядається пружна постановка завдання у припущенні малості деформацій.

Розрахунок внутрішніх зусиль починається з недеформованої схеми, з подальшим коригуванням значень поздовжніх зусиль у стислих стойках моделі на попередніх ітераціях. Як критерій збіжності вибирається значення максимальної різниці в поздовжніх зусиллях кожної стойки на двох останніх ітераціях розрахунку.

Метою другого розрахунку є визначення критичних сил у задачі втрати стійкості першого роду стосовно поздовжнього вигину стійок моделі. У другому розрахунку у вузлах діятиме система вертикальних зосереджених сил. Величини зосереджених сил, які отримані в деформаційному розрахунку, дорівнюють значенням поздовжніх зусиль у стойках. Розрахункова модель рами шляхопроводу у розрахунку на стійкість зображено на рис. 2.

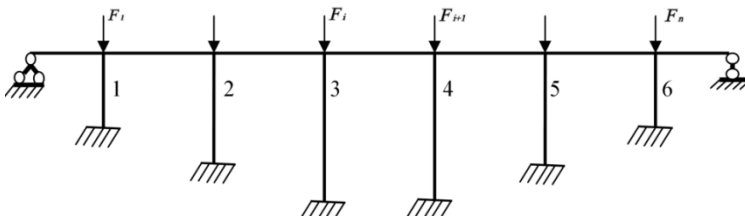


Рис. 2. Основна система метода переміщень при розрахунку на стійкість

Вертикальні сили, які були отримані у деформаційному розрахунку, пов'язані між собою співвідношеннями та змінюються пропорційно до одного параметра. Пошук критичних сил полягає у визначенні коріння загального рівняння стійкості, яке одержимо, прирівнявши нулю визначник матриці коефіцієнтів системи канонічних рівнянь, за умови, що переміщення дорівнюють нулю. Найменше позитивне значення $V_{i,kr}$ визначає критичне значення будь-якої з вертикальних сил системи.

Передбачається, що в результаті пошкодження стоек моделі їх геометричні характеристики перетинів зменшуються (площа

зменшуються на 20%, а осьовий момент інерції відповідно на 51%). Дані зміни призводять до перерозподілу напружено-деформованого стану та зміни величини критичного завантаження стійкості моделі. Виконувалися розрахунки з урахуванням пошкодження однієї з трьох перших стійок. Максимальні значення внутрішніх зусиль в елементах моделі з пошкодженням порівнювалися з відповідними значеннями непошкодженої моделі. Порівняння розрахунків зведено у таблицю 1.

Таблиця 1

Зміна величин внутрішніх зусиль та критичної сили стійкості

	Зміна M_{max} (в %)	Зміна Q_{max} (в %)	Зміна N_{max} (в %)	Зміна F_{cr} (в %)
Пошкодження тільки 1-ї стійки	3,4	1,7	0,8	7,3
Пошкодження тільки 2-ї стійки	0,01	0,01	0,01	33,2
Пошкодження тільки 3-ї стійки	0,01	0,01	0,01	42,6

Аналіз результатів розрахунків показує, що:

1. найбільший перерозподіл внутрішніх зусиль відбувається в перетинах другого прольоту при пошкодженні першої стійки моделі;
2. найбільший вплив пошкоджень стійок моделі позначається на величині критичної сили стійкості системи.

Література

- [1]. P. Balduk, H. Balduk, O. Yaremenko and N. Yaremenko Calculation of a multi-span frame for stability. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 1164 012008 doi:10.1088/1757-899X/1164/1/012008
- [2]. Calculation of multispan frame stability with regard to geometric nonlinearity. Balduk P.G., Balduk G.P., Yaremenko E.A., Науковий журнал «Механіка та математичні методи» №1, 2022, с.75-85
- [3]. Раевский А. Н. Основы расчета сооружений на устойчивость. Устойчивость стержневых систем. М.: Высшая школа, 1963. С. 416.
- [4]. Балдук П.Г., Яременко О.О., Балдук Н.П. Визначення критичного навантаження стійкості шляхопровод. Балдук П.Г., Яременко О.О., Балдук Н.П., Міжнародна науково-технічна конференція «Гідротехнічне і транспортне будівництво», ОДАБА, 2021 р, с.12-14.

ВІДНОВЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА РЕМОНТ ЦЕГЛЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДОПОМОГОЮ МАТЕРІАЛІВ МАРЕІ

Богдан С.М., маг.; **Колохов В.В.**, к.т.н., доц.; **Сербінов О.М.**
*(Придніпровська державна академія будівництва та архітектури,
ТОВ «МАРЕІ УКРАЇНА», Україна)*

Відновлення залізобетонних конструкцій та ремонт цегляних конструкцій, повинна здійснюватися тільки після встановлення причини руйнування та визначення поточного стану конструкцій шляхом проведення обстеження поточного стану усіх конструкцій, їх несучої здатності, а також, при необхідності, діагностичного лабораторного аналізу. Тільки такий підхід дозволяє забезпечити правильний підбір матеріалів та технології ремонту чи відновлення конструкцій, що дозволяє забезпечити довговічність та цілісність конструкцій після проведення ремонтно-відновлювальних робіт.

Відновлення залізобетонних конструкцій проводиться в декілька стадій або етапів:

- підготовка поверхні;
- антикорозійних захист арматури;
- ремонт бетонної поверхні;
- лікування тріщин;
- підсилення конструкцій.

Для досягнення надійного відновлення конструкцій на кожному етапі необхідно виконання технічних та технологічних вимог, які надано в розроблених технологічних рекомендаціях.

В рекомендаціях наведені вимоги до підготовки поверхні бетону та арматури. Для антикорозійного захисту арматури запропоновано використання антикорозійного захисного розчину Marefer 1K який запобігає появі корозії і збільшує адгезію ремонтних цементних розчинів до арматурних стержнів та пошкоджених бетонних основ.

Для ремонту бетонної основи пропонується використання ремонтний розчин Maregrout Thixotropic або Maregrout 450 Thixo. Матеріал наноситься кельмою або шпателем з максимальною товщиною 35 мм за один шар. При необхідності нанесення другого шару, наносити потрібно до того як перший шар повністю затвердів (протягом 4 годин при температурі +20°C).

Лікування тріщин на горизонтальних поверхнях рекомендується використовувати епоксидним розчином Ероjet. Ремонт на вертикальних та стельових поверхнях виконується методом ін'єктування. Перемішану суміш Ероjet, необхідно відразу ін'єктувати, починаючи з найнижчої трубки, поки розчин не почне витікати з наступною трубкою.

Підсилення конструкцій здійснюється за допомогою приклеювання однонаправленої вуглецевої тканини - MAPEWRAP C-UNI AX 600/10 або з використанням карбонових пултрузійних ламелей Carboplate E170, в залежності від стану конструкцій.

Технологія ремонту цегляних конструкцій має деякі відмінності від вищенаведеного. Насамперед це консолідація поверхні, яка виконується нанесенням очищеної поверхню консолідуючого ґрунту Primer 3296. Primer 3296 наноситься на основу щіткою, валиком або розпилювачем. Якщо поверхня сильно поглинає ґрунтовку, то необхідно нанести кілька шарів з інтервалом в декілька хвилин. Зазвичай для повного насичення достатньо виконати 2-3 шари.

Ремонт цегляних конструкцій з тріщинами виконується способом ін'єктування високоміцних цементних, вапняних чи полімерних розчинів. Рекомендується застосовувати Nivoplan Plus (водонепроникного цементного розчину з високою адгезією і міцністю), або Stabilcem (високотекуче цементне в'язуче що розширюється, для приготування ін'єкційних розчинів).

За необхідністю «зшивання» тріщин пропонується використання Mapei Steel Bar (спіралеподібні стрижні з нержавіючої сталі), які поміщаються в шви існуючої стіни за допомогою Planitop HDM Restauro (двокомпонентного армованого волокном розчину). Можливо також використання хімічних анкерів Mapefix VE SF та стрижнів Mapei Steel Dru. Використання таких матеріалів за розробленими схемами дозволяє відновити властивості цегляних конструкцій.

В разі необхідності підсилення цегляних стін шляхом облаштування повноцінних армуючих поясів чи суцільних підсилюючих шарів застосовують Planitop HDM Maxi. Після затвердіння цього розчину виконують ґрунтування MapeWrap Primer 1 та нанесення тиксотропної епоксидної шпаклівки MapeWrap 11, епоксидного розчину для просочення тканин MapeWrap 31, стрічки з вуглецевих волокон MapeWrap C UNI-AX 300 або MapeWrap C UNI-AX 600 з подальшим нанесенням другого шару MapeWrap 31.

Вказані вище системи матеріалів дозволяють виконати ремонтно-відновлювальні роботи матеріалами сумісними з аутентичними.

- Сучасні системні рішення дозволяють підвищити несучу здатність конструкцій не навантажуючи її.

- Використання композитних матеріалів дозволяє виконати ремонтно-реставраційні роботи з мінімальним, а інколи і без впливу на зовнішній вигляд конструкції.

АНАЛІЗ ДОСВІДУ МОДЕРНІЗАЦІЇ ПРИЧАЛУ ДЛЯ ГЕНЕРАЛЬНИХ ВАНТАЖІВ В ОДЕСЬКОМУ ПОРТУ БЕЗ ВИВОДУ ЙОГО ІЗ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Бугаєва С.В., к.т.н., доц.; Калюжна В.Є., доц.; Калюжна М.О., маг.
(Одеський національний морський університет)

Витрати на реконструкцію (оновлення, будівництво) причальних споруд залежать, зокрема, від правильного вибору проектно-технологічних рішень і методів проектування. При нинішньому стані гідротехнічних споруд в Україні гостро стає питання модернізації причальних споруд. Тому нові технології ремонту та реконструкції гідротехнічних споруд в даний час виходять на перший план.

Незадовільний сучасний стан ряду портових гідротехнічних споруд свідчить про необхідність вдосконалення і підвищення ефективності їх технічної експлуатації, тобто методів проектування і реконструкції та модернізації в поєднанні з новим будівництвом.

Причал № 7 для генеральних вантажів побудований в 1965 році і є одним із старих в Одеському порту. Причал фізично і морально вичерпав термін експлуатації. За результатами періодичних інструментальних спостережень технічний стан причалу оцінювався як непридатний до нормальної експлуатації. Причальна стінка і комунікації знаходилися в незадовільному стані. Загалом причал був у роботі без капремонту понад 50 років. Його реконструкція здійснюється у зв'язку із завершенням терміну експлуатації. Таким чином причал експлуатувався з серйозними обмеженнями вже більше трьох років і потребував термінової і невідкладної реконструкції. Одним із основних поставлених завдань було здійснення реконструкції причалу №7 без виведення його із експлуатації.

Реконструкція передбачала розширення причалу, модернізацію покриття і проведення днопоглиблювальних робіт. Вперше, причал №7 був реконструйований в 1963 році. Загальна довжина причалу складала 357,45 м, проектна глибина біля кордону - 11,5 м, відмітка межі - 2,7 м, конструктивна ширина причалу - 24,6 м. Найдовший причал порту після останньої реконструкції за рахунок зміни конфігурації причальної лінії Карантинної гавані збільшиться ще на 29 метрів. Його довжина становитиме 386 метрів. Передбачена проектом висока щільність пального поля розрахована більші, ніж раніше, навантаження. Глибина біля кордону буде доведена до 13,5 метра. Розрахункова сейсмічна інтенсивність району для проектування і будівництва об'єктів і споруд промислового призначення з ґрунтами II категорії по сейсмічних

властивостей прийнята 7 балів за шкалою М5К-64 (ДБН В. 1.1-12:2006). Перед початком розробки проекту реконструкції причалу було прийняте рішення, повністю не виводити його з експлуатації.

Район будівництва характеризується наявністю специфічних ґрунтів (техногенні, слабкі ґрунти і ґрунти, що набухають). На розмитій поверхні корінних ґрунтів залягають насичені водою піски, ракушнякові і крупно уламкові ґрунти, глинисті ґрунти від текучої до напівтвердої і твердої консистенції. Глина напівтверда простежується на глибинах нижче мінус 15,0 м. Дно характеризується абсолютними відмітками від мінус 2,2 до мінус 12,4 м зі зниженням в східному напрямку. Сейсмічність майданчика будівництва 8 балів.

По сукупності геологічних чинників район проектного будівництва відноситься до III-й (складної) категорії складності інженерно-геологічних умов (СНіП 1.02.07-87. додаток 10).

При реконструкції причалу № 7 виділялися наступні 3 пускові комплекси: Перший - реконструкція ділянки причалу протяжністю 137,25 метра з перехідною ділянкою до причалу № 8 протяжністю 26,07 метра. Другий - реконструкція ділянки причалу № 7 протяжністю 223,19 метра; Третій - створення операційних і маневрових зон з проведенням днопоглиблювальних робіт в Карантинній гавані зі створенням глибин 13,5 метрів. При цьому глибини біля кордону причалів даної гавані зберігаються фактичні, зі збереженням їх загальної стійкості. Проектом реконструкції передбачається винесення лінії кордону причалу на відстань до 5,6 метрів в акваторію від фактичного положення лінії кордону причалу № 7. При цьому, проектується оторочка у вигляді екранованого больверка з металевого шпунта Larsen 607n, зануреного до відміток від мінус 28,89 метра до мінус 32,69 метра в Балтійській системі висот. Екраніруюча стінка передбачена з металевих паль діаметром 1220 мм з товщиною стінки 14 мм, занурених до відміток від мінус 30,19 метра до мінус 34,69 метра в Балтійській системі висот.

На ряді екрануючих паль розташовується підкранова балка, з розміщенням на ній кордонної підкранової рейки. На відстані 13,9 метра від проектованої лінії кордону облаштовується тилова підкранова балка на металевих палях діаметром 820 мм з товщиною стінки 14 мм. Дані палі занурюються до відмітки мінус 21,2 метра. При цьому варіанті тилова і кордонна залізничні колії демонтуються і облаштовуються нові залізничні колії. Анкерування в даному випадку забезпечується за допомогою ґрунтового анкера типу HollowBar 103/78, діаметром 103 мм. Довжина анкерних тяг становить 46,7 м. Обладнання ґрунтових анкерів HollowBar 103/78 планується виконувати за допомогою бурової установки типу HütteHSB 060D в комплекті з розчинозмішувальною станцією.

Крім того, підлягає реконструкції покриття території в межах конструктивної ширини причалу. Передбачається створення розвантажувальної платформи товщиною 0,6 метра. Дана розвантажувальна платформа влаштовується на пальовій основі з металевих паль 820 мм з товщиною стінки 14 мм, занурених до відміток мінус 30,8 і мінус 31,3 метра в Балтійській системі висот. В рамках будівництва в якості максимального розрахункового судна приймається балкер типу Panamax з довжиною близько 225 метрів, шириною близько 32, 26 метра і осадкою у вантажу 12,0 метрів. Маневрова акваторія і розворотне коло формуються глибиною 13,5 м. Конструктивна ширина причалу становить 39,15 м. Реконструкція причалу № 7 відноситься до категорії складних об'єктів. Установку бурової машини рекомендується виконувати на металевих мостових майданчиках, закріплених на маякових палях з труб Ø820x14 мм з кроком 6,0 м. Загальна довжина причалу для генеральних вантажів після реконструкції із сполученням буде становитиме 386.41 м із глибиною біля кордону причалу – 13, 5 м. При цьому, ширина маневрової акваторії біля причалу $V_{маневр} = 199$ м. Пропускна здатність причалу становитиме 1990600 т/рік.

В результаті виконаного аналізу до вибору конструктивних рішень для модернізації причалу без виводу його із експлуатаційного режиму можливо зробити наступний висновок: використання сталевих шпунта Larsen 607n, і ґрунтових анкерів типу HollowBar 103/78 забезпечує найкоротші терміни його реконструкції.

Вживання ґрунтових анкерів такого типу в умовах працюючих причальних споруд дозволяє виключити необхідність розбирання території причалу, а також технологія установки ґрунтових анкерів виключає ударні і вібраційні дії на ґрунтовий масив, на фундаменти і конструкції будівель, які розташовані поруч, в будівельний період.

БЕТОН В УМОВАХ ЗАМОРОЖУВАННЯ

Вировой В.М., д.т.н., проф.; **Коробко О.О.**, д.т.н., доц.;

Суханов В.Г., д.т.н., проф.; **Шевченко В.В.**, асп.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Бетони будівельних виробів та конструкцій для гідротехнічного та дорожнього будівництва сприймають весь комплекс кліматичних впливів, напряду непов'язаних з нормованими експлуатаційними навантаженнями. До найбільш небезпечних впливів відносять сезонні та добові коливання температури та вологості. Зовнішні кліматичні дії спрямовані на конкретні структурні складові матеріалу, що викликає зміну стану виробу або конструкції. Накопичений досвід дозволяє дійти висновку, що до таких структурних складових відносяться несутцільності у вигляді пір, капілярів, внутрішніх поверхонь розділу та тріщин. При зміні водонасичення, особливо при зміні фазового стану води в випадку дії від'ємних температур, виникають та розвиваються в об'ємі несутцільностей явища, які викликають знакозмінні об'ємні деформації матеріалу. При аналізі причин зміни властивостей фахівці дійшли висновку, що особливо інтенсивно змінюються властивості в умовах дії багаторазового заморожування та відтавання зволжених матеріалів. Це пов'язують з тим, що при замерзанні вода, при переході в твердий стан, збільшується в об'ємі несутцільностей, тисне на їх поверхні, що спонукає розвиток деформацій до критичних значень та до передчасного руйнування. Запропоновано більше десяти доказових механізмів руйнування капілярно-пористих тіл при їх багаторазовому заморожуванні та відтаванні. Виходячи з дієвості цих механізмів, розроблені методи, спрямовані на підвищення морозостійкості матеріалів. Один з загальноприйнятих механізмів морозного руйнування, запропонований Т. Пауерсом, полягає в тому, що при замерзанні води виникає гідравлічний тиск, що веде до структурних порушень бетону. Задля підвищення опору морозному руйнуванню запропоновано організовувати в об'ємі матеріалу систему так званих «резервних» пір, в які повинна переміщуватись вільна вода при дії на матеріал від'ємних температур. Розроблені рецептурно-технологічні способи підвищення морозостійкості будівельних композитів шляхом створення резервної пористості. Більш детальний аналіз процесів та явищ, які відбуваються в якісно різних по виду несутцільностях при замерзанні в їх об'ємі води, дозволив дійти висновку, що при розробці не була врахована обов'язкова об'ємна складова збільшення в об'ємі води при її переході в твердий стан. В зв'язку з цим, була поставлена задача по аналізу механізмів, які проходять в несутцільностях будівельних матеріалів при замерзанні в їх об'ємі води.

Об'єктами аналізу та досліджень були прийняті моделі фрагментів матеріалу з несучільностями в вигляді тріщин та капілярів.

Моделі фрагментів включали в себе по дві тріщини з різними геометричними характеристиками та різним орієнтуванням однієї по відношенню до іншої. Розмір тріщин прийнятий таким, що забезпечує наявність води в вільному та адсорбованому станах. Це означає, що температура замерзання вздовж берегів тріщин буде різною. Прийнята плоска модель з клиновидними тріщинами. При дії відємних температур починається замерзання вільної води, яка заповнює частину об'єму тріщини. При переході в твердий стан збільшується об'єм води, що не передбачає дії льоду як поршня, який викликає прояв так званого гідравлічного тиску. Лід, на ділянці, яку зайняла вільна вода, тисне на берега тріщин, що призводить, з врахуванням зменшення об'єму матеріалу при охолодженні, до збільшення ширини розкриття тріщин. В свою чергу збільшення ширини розкриття тріщин веде до збільшення їх об'єму і, тим самим, до зменшення тиску в об'ємі тріщин, незаповненому льодом. Зменшення тиску призводить до внутрішньої дифузії порової вологи в об'єм тріщини. Відбувається обезвожування частини матеріалу. На границі розділу «лід-вода» виникають деформації зсуву за рахунок різниці значень атмосферного тиску і тиску в об'ємі тріщин. Крім того виникають деформації зсуву за рахунок взаємодії тріщин між собою. Деформації зсуву можуть привести до появи нових несучільностей на берегах тріщин на границі розділу «лід-вода». Виникають конкурентні ситуації, які ведуть до зміни геометричних параметрів тріщин – утворення нових несучільностей на берегах тріщин та збільшення довжини тріщин за рахунок виникнення деформацій розтягу в гирлах тріщин. В тому чи іншому випадках змінюються геометричні характеристики тріщин, особливо при багаторазових циклах замерзання-відтавання, що веде до зміни структури матеріалу та в результаті до зміни його властивостей.

Аналогічний аналіз проведений для моделей фрагментів матеріалу з системою капілярів. Аналіз показав, що при замерзанні змінюються геометричні характеристики капілярів, а також змінюється вологість по об'єму зразка (виробу).

Проведений аналіз дає підстави вважати, що перехід води в твердий стан при замерзанні провокує появу та розвиток градієнтів деформацій зсуву на берегах тріщин і капілярів та веде до внутрішньої міграції порової рідини в об'єм несучільностей. Ці процеси викликають зміну структури матеріалу та зміну його властивостей. Виявлені ефекти структурних трансформацій матеріалу при його багаторазовому заморожуванні та відтаванні слугують підставою для розробки рецептурно-технологічних способів для підвищення опору матеріалу для гідротехнічного і транспортного будівництва морозному руйнуванню.

ПЕРСПЕКТИВИ РОЗРОБКИ МЕТОДИЧНИХ ПІДХОДІВ ДО УПРАВЛІННЯ ПРОЕКТАМИ ТА ПРОГРАМАМИ ВІДНОВЛЕННЯ ПОКРИТТЯ МОСТІВ

Гамеляк І.П., д.т.н., проф.; **Харченко А.М.**, д.т.н., доц.;
Цибульський В.М., к.т.н.; **Кулак В.В.**, асп.
(Національний транспортний університет)

Проблема управління станом покриття мостів лежить у площині їх довгострокової експлуатації, що, в свою чергу, потребує обґрунтування проведених заходів щодо підвищення довговічності, екологічності та врахування особливих умов у цій фазі функціонування покриття мосту. Особливого значення в сучасних умовах набуває проблема розробки та пріоритезації стратегій експлуатаційного утримання мостів, в тому числі орієнтованих на вирішення проблем відновлення та розбудови інфраструктури, порушеної військовими діями. Таким чином, майбутні дослідження мають бути спрямовані на розроблення інформаційно-аналітичних моделей прийняття рішень щодо проектів та програм відновлення покриття мостів в умовах невизначеності з відповідними практичними рекомендаціями з довгострокового експлуатаційного утримання мостів з цементобетонним покриттям.

Розробка методичних підходів до управління проектами та програмами відновлення покриття мостів має базуватися на застосуванні сучасних інженерних рішень, зокрема, наприклад, переході на цементобетонне покриття на мостах з використанням неметалевої арматури, що дозволить вирішити питання з підвищення довговічності, екологічності та врахувати особливості функціонування покриття мостів в умовах сьогодення. Оцінювання окремої стратегії управління покриттям має базуватися на аналітичному прогнозуванні деградації у часі на основі математичних моделей, параметри яких мають бути встановлені експериментально.

В Україні моделі деградації найбільш ґрунтовно розроблені для дорожнього одягу. Зокрема, для прогнозування стратегій ремонтів покриттів в Україні в Системі управління станом покриття (СУСП) використовується математична модель об'ємів руйнувань покриття, яка була встановлена проф. Кизимією С.С. [1].

У світі поширені різноманітні комп'ютерні системи оцінки стану доріг і мостів та планування робіт. Як правило, більшість з них призначені для управління станом покриття автомобільних доріг (Pavement Management System – PMS, HDM-4, СУСП), тому що в системі «Автомобільний транспорт - автомобільна дорога» покриття і

взагалі дорожній одяг відіграють найважливішу роль, так як через покриття відбувається взаємодія автомобіля з дорогою. Недолік СУСП відносно прогнозування ремонтів полягає в тому, що моделі деградації дорожнього одягу, прогнозування показника рівності та коефіцієнта зчеплення розроблені тільки для дорожніх одягів нежорсткого типу. Але в Україні експлуатується значна кількість доріг з дорожнім одягом жорсткого типу або комбінованого типу (перекриті асфальтобетоном цементобетонні покриття). СУСП не вирішує проблеми визначення об'ємів ремонтів таких доріг.

Інша велика система, необхідна для управління проектами та програмами відновлення покриттів - це Аналітична експертна система управління мостами (АЕСУМ) [2, 3], зарубіжний аналог BMS [4]. АЕСУМ генерує експертні рекомендації планування порядку виконання робіт з утримання, ремонту та реконструкції мостів, автоматизує всі необхідні в системі експлуатації інженерні і економічні розрахунки та систематизує технічні дані про стан споруди. Проте, АЕСУМ не вирішує питання врахування заходів з підвищення довговічності, екологічності та особливих умов експлуатації покриттів на мостах.

Проблема оцінки довговічності дорожніх одягів за допомогою комплексного показника докладно розглянута в роботах Радовського Б.С. [5]. На основі такої оцінки призначаються види ремонтних робіт. Докладно також доведена необхідність довгострокового експлуатаційного утримання доріг [6]. При виборі виду ремонту має значення не тільки очікуваний термін служби до наступного ремонтного заходу, але і продовження терміну служби покриття завдяки застосуванню певної стратегії експлуатації, яка в сучасних умовах має базуватися на кращих практиках і інженерних рішеннях із застосуванням інформаційно-аналітичних моделей та програмного забезпечення.

Актуальними в сучасних умовах є забезпечення кращої екологічності та обрונоздатності транспортних споруд – як окремі інженерні рішення щодо цієї проблематики згідно зарубіжного досвіду пропонуються поступовий перехід на використання цементобетонного покриття на мостах з неметалевим армуванням [7].

Таким чином, подальші наукові дослідження мають бути орієнтовані на вирішення проблем відновлення та розбудови інфраструктури відповідно до проекту «Плану відновлення України» Національної ради з відновлення України від наслідків війни, а також слугувати інструментом для обґрунтування управлінських рішень щодо проектів та програм відновлення та розбудови інфраструктури в Україні.

Література

1. Кизима С.С. Прогнозирование объемов работ по текущему ремонту и содержанию проезжей части автомобильных дорог. Автоторожник Украины. 1977. № 4. С.78-82.
2. Лантух-Лященко А.І. До розробки галузевої аналітичної експертної системи управління мостами. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво, Вип. 69. К.: НТУ, 2004. С. 120-126.
3. Канін О.П., Халай Т.О., Боднар Л.П. Генетичний алгоритм оптимізації довгострокових стратегій ремонтів мостів. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: Науково-технічний збірник. Вип. 88. - К.: НТУ, 2013, С. 180-188.
4. Bridge Management Systems in general and the Lat-Brutus Bridge Management System in particular. By: Principal Engineer Odd Ronnestad (Norwegian Public Roads Administration), 2000. 17 pp.
5. Радовский Б.С. Проблема повышения долговечности дорожных одежд и методы ее решения в США. Дорожная техника. 2006. URL: http://dorogi.kiev.ua/site/content/publication/way_jobs/way_jobs_it21/way_jobs_it21_7
6. Zaid Alyami. A Two-Phase Maintenance and Rehabilitation Framework for Pavement Assets under Performance Based Contracts. A thesis presented to the University of Waterloo in fulfillment of the thesis requirement for the degree of Master of Applied Science in Civil Engineering. Waterloo, Ontario, Canada, 2012. URL: <http://hdl.handle.net/10012/6935>
7. Gameliak, I., Dmytrychenko, A., Tsybulskyi, V., Kharchenko, A., & Hustieliev O. (2022). Research of strength and condition of cement-concrete pavement on bridges by non-destructive methods. Strength of Materials and Theory of Structures, No. 108 (2022), 243-254. DOI: [10.32347/2410-2547.2022.108.243-254](https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.243-254)

НЕЛІНІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ОГОРОДЖУВАЛЬНОЇ СПОРУДИ ВЗАЄМОДІЮЧОЇ З ГРУНТОВОЮ І ВОДНОЮ СЕРЕДОЮ ВІД ДИНАМІЧНОГО ВПЛИВУ

Гришин А.В., д.т.н., проф.; **Чернушко Ю.П.**
(*Одеський національний морський університет*)

Актуальність дослідження полягає у використанні сучасного надійного та теоретично обґрунтованого нелінійного методу розрахунку портових гідротехнічних споруд на прикладі огороджувальної споруди змішаного типу від спільної дії як статичних, так і динамічних навантажень для визначення напружено-деформованого стану досліджуваної системи. При цьому конструкція та контактуюче з нею ґрунтове та водне середовище розглядається як єдина система, яка описується нелінійною моделлю, що базується на теорії пластичної течії з ізотропним та кінематичним зміцненням. Вона дозволяє врахувати такі реальні властивості матеріалів конструкції та ґрунтового середовища як пружність, пластичність, в'язкість та дилатацію. У моделі враховуються інерційні властивості системи, що забезпечують визначення коливальних хвильових процесів, як у ній самій, так і в навколишньому середовищі.

Мета дослідження полягає у вивченні спільної взаємодії огороджувальної споруди змішаного типу, ґрунтового та водного середовища під дією статичних та динамічних навантажень з урахуванням пружно-пластичних властивостей їх матеріалів та процесу складного навантаження.

Розглядається єдина зв'язана система, що складається з огороджувальної споруди, кам'яної постілі, основи та водного середовища. Досліджуються хвильові процеси, що виникають у системі, з урахуванням взаємодії всіх її елементів. Джерелом коливань системи, що розглядається є деякі області ґрунтового масиву, які в момент часу $t=0$ отримують переміщення.

Така модель реалізується в розрахунках на сейсмічні впливи, що передаються на кам'яну постіль та огороджувальну споруду не у вигляді зовнішніх динамічних навантажень, а як реакція хвильового процесу з боку ґрунтового середовища. У свою чергу коливання хвилелому впливають на коливання постілі та ґрунтового масиву. Отже, у даному випадку при розрахунках необхідно розглядати спільну взаємодію всіх елементів системи.

При визначенні напружено-деформованого стану системи враховуються пружно-пластичні властивості як ґрунтового середовища,

так і постілі. Така постановка задачі викликає додаткові труднощі, оскільки для її вирішення принцип суперпозиції непридатний. Отже, представлення переміщень системи як інтеграла Дюамеля або як розкладання за власними формами, які ефективно використовуються під час аналізу пружних систем, у даному разі застосувати не можливо. Тому для визначення переміщень і навантажень у системі можна переважно використовувати лише прямі крокові методи. Вони дозволяють змінювати будь-яку матрицю вихідних рівнянь під час переходу від одного кроку до іншого в залежності від результатів рішення на попередньому кроці.

У цьому випадку стає неможливим визначити реакції системи шляхом підсумовування їх значень, одержаних від дії статичних та динамічних навантажень. Це обумовлено тим, що при статичному впливі на систему в ній виникають пластичні області, які впливають на коливальний процес при наступному динамічному навантаженні. Тому динамічне рішення, без урахування змін характеристик жорсткості системи від дії статичних навантажень, може призвести до отримання невірних результатів.

У цій роботі зроблена спроба врахувати перелічені вище чинники стосовно до розглянутої нелінійної задачі.

Для чисельної реалізації запропонованої методики був застосований програмний комплекс розроблений у системі Delphi, який дозволяє виробляти спільний розрахунок всіх елементів системи від дії статичних і динамічних навантажень.

Було розглянуто числове рішення рівнянь для задачі, що розглядається при наступних вихідних даних: $h_1=4$ м; $h_2=8$ м; $h_3=12$ м; $l_1=10$ м; $l_2=22$ м; $l_3=54$ м. Характеристика кам'яної постілі: $E_{II}=60$ МПа; $\mu=0,3$; $c=0,003$ МПа; $\varphi=30^\circ$. Властивості ґрунтової основи: $E_O=40$ МПа; $\mu=0,4$; $c=0,005$ МПа; $\varphi=25^\circ$. У момент часу $t=0$ задані початкові переміщення $\bar{u}_2=0$ і \bar{u}_1 , яке змінюється від осі x_1 до глибини 70 м на величину від -9 см до -3 см. Зміщення відбулися на відстані $x_1=105$ м. Враховується вплив водної середовища на коливання стінки, кам'яної постілі й основи.

Були отримані епюри зміни в часі горизонтальних коливань u_1 деяких точок А, В і С конструкції викликаних при $t=0$ горизонтальними переміщеннями \bar{u}_1 . Найбільша амплітуда коливань

спостерігалася у точки А при $t=1,25$ сек., вона дорівнює 0,79 см. Потім відбувався сплеск коливань у протилежному напрямку і далі поступове їх згасання. З деяким зсувом у часі така ж картина спостерігалася і для точок В і С. Для точки С максимальна амплітуда горизонтальних коливань дорівнює 0,3678 см. Початкові горизонтальні зсуви на тому ж рівні становили 9 см. Отже, на відстані 105 м сталося згасання переміщень майже 25 разів.

Були отримані схеми утворення пластичних зон в елементах системи у моменти часу $t=0,06$ сек. і $t=1,32$ сек. Майже відразу в області основи, що примикає до лінії зміщення \bar{u}_1 , утворилася пластична зона. З часом вона переміщувалася у напрямку стінки та кам'яно ї постілі, поступово зменшуючись за величиною. Відбувалося утворення нових зон і закриття раніше утворених. Потім пластичні зони захоплювали деякі області кам'яної постілі. Відбувалося переміщення пластичної зони справа наліво з поступовим її згасанням. Найбільш активні за тривалістю пластичні зони залишалися в областях постілі, що примикають до кутових точок стінки. Після $t=3$ сек. майже всі зони, крім окремих невеликих областей, зникали.

У збільшеному масштабі показано схему переміщення системи в момент часу $t=0,12$ сек. У правій частині схеми показано як вертикальні, так і горизонтальні зміщення точок основи. З плином часу відбувається хвильовий рух від лінії зміщення \bar{u}_1 в напрямку стінки і постілі з поступовим згасанням. Вся графічна інформація про рух пластичних зон та переміщень виводиться на екран дисплею, на якому можна спостерігати хвильові процеси, що відбуваються в усіх елементах системи.

Також була отримана еюра зміни за часом напружень σ_{22} в точці С. Найбільші коливання напруги спостерігалися при $t < 0,5$ сек., потім відбувалося їх поступове згасання. Загальні висновки, які можна зробити з розглянутого в роботі прикладу розрахунку полягають у тому, що при вирішенні динамічних задач необхідно враховувати деформації та напруги, отримані від статичних навантажень, оскільки вони впливають на коливальний процес, що виникає при динамічному навантаженні системи. Крім того, огорожувальна споруда, ґрунтове та водне середовище взаємопов'язані між собою. Зміна у часі властивостей одного елемента системи впливає на напружено-деформований стан іншого. Тому лише їхній спільний розрахунок дозволить отримати правильні результати.

ФОСФАТНІ МАТЕРІАЛИ З ВИКОРИСТАННЯМ ДИСПЕРСНИХ ГІРСЬКИХ ПОРІД

Дворкін Л.Й., д.т.н., проф.; **Бордоженко О.М.**, к.т.н., доц.;

Безусяк О.В., к.т.н., доц.

*(Національний університет водного господарства та
природокористування)*

Одним із шляхів вирішення проблеми заміщення енергоємного портландцементу у будівництві є розробка та широке впровадження у виробництво геополімерних в'язучих та геополімерних бетонів на їх основі [1]. Найчастіше такі в'язучі являють собою лужно-активовані матеріали [2].

Альтернативним варіантом одержання геополімерних матеріалів є кислотна активація алюмосилікатних матеріалів [3]. Кислотна активація дисперсних (механоактивованих) силікатних або алюмосилікатних кристалічних речовин може бути одним із перспективних напрямків використання відходів дроблення гірських порід для виготовлення композиційних матеріалів, в т.ч. і дорожніх. Матеріали кислотної активації (які також носять назву петроцементи і є аналогами геополімерів) можуть бути використані у дорожньому будівництві для влаштування верхніх шарів основ дорожніх одягів для доріг 1-3 категорій під удосконалені капітальні та полегшені покриття та для покриттів перехідного типу доріг III-V категорій [4].

Одним із поширених кислотних активізаторів є фосфорна кислота. Глуховський В.Д. [5] запропонував змішане в'язуче на основі гідратованих матеріалів – білітових шлаків, які обробляли мінеральними кислотами (H_2SO_4 та ін.). За рахунок збільшення вмісту гідросилікатів та появи інших нових сполук такі матеріали набувають здатності до контактної твердіння. Можливість кислотної активації безводних алюмосилікатів – гранульованих шлаків, відзначав Сичов М.М. [6], зокрема, при використанні фосфорної кислоти.

Нами було досліджено можливість кислотної активації фосфорною кислотою диспергованих відходів подрібнення деяких кристалічних гірських порід з метою одержання пресованих матеріалів контактної твердіння – аналогів геополімерів.

Використовували відходи подрібнення кристалічних порід Західного регіону України – граніту, лабрадориту, базальту, а також кварцовий пісок і фосфогіпс Рівненського підприємства "Азот". Породини подрібнювали в лабораторному кульовому млині до питомої поверхні 400...450 м²/кг. Отримані порошки змішували з розчином фосфорної

кислоти, після чого шляхом пресування з таких матеріалів формували циліндричні зразки висотою і діаметром 25 мм. Отримані зразки витримували на повітрі або піддавали термічній обробці при 200...600°C.

Результати визначення міцності зразків з використанням дисперсних матеріалів, а також гранітного відсіву (не меленого) та екстракційної ортофосфорної кислоти (H_3PO_4) наведено в табл. 1. Прийнятий тиск пресування – 100 МПа. Згідно з цими даними міцність зразків залежить від концентрації кислоти, виду наповнювача, способу перемішування. При використанні концентрованих розчинів фосфорної кислоти та подвійному перемішуванні міцність зразків досягала 146 МПа.

Таблиця 1

Міцність фосфатних матеріалів з використанням диспергованих гірських порід і фосфогіпсу

№	Дисперсний матеріал	Концентрація H_3PO_4 , %	Рідинно-тверде відношення	Умови твердіння	Міцність при стиску, МПа
1	Граніт	42	0,22	Випал при 400°C	24,6
2	Гранітний відсів	42	0,083	Те ж саме	14,1
3	Лабрадорит	42	0,22	- // -	22,5
4	Пісок	42	0,22	- // -	32,2
5	Фосфогіпс	42	0,22	- // -	43,1
6	Фосфогіпс ¹	42	0,22	На повітрі - 7 діб	22,6
7	Базальт	42	0,22	- // -	26,0
8	Базальт ²	42	0,22	На повітрі - 7 діб	16,1
9	Базальт	80	0,11	- // -	21,7
10	Базальт	80	0,22	- // -	118,0
11	Базальт ²	80	0,22	- // -	146,1

Примітки: 1 – Матеріал з добавкою 5% портландцементу; 2 – Використовувалося повторне перемішування після руйнування зразка-сирця.

Фосфорна кислота з концентрацією 42% дозволяє отримати фосфатні матеріали з використанням диспергованих кристалічних гірських порід або фосфогіпсу з міцністю при стиску в межах 20...40 МПа, причому цей показник зменшується в ряду: фосфогіпс > пісок > базальт > граніт > лабрадорит. Істотне значення має інтенсивність перемішування. Повторне перемішування матеріалу після руйнування зразка-сирця дозволило значно підвищити міцність (№11, табл. 1). Як

показали дослідження, зміна температури випалу в межах 200...600°C порівняно мало впливає на міцність матеріалів.

Додавання невеликої кількості високоосновної речовини (портландцементу) забезпечує твердіння фосфатних матеріалів без випалу, тобто на повітрі. Немелений гранітний відсів за рахунок наявності значної кількості тонкодисперсних частинок (вміст відмулюваних часток складає близько 20%) здатен утворювати досить міцний штучний камінь і без помелу (№2, табл. 1). Причому необхідна витрата кислоти становить лише 8%.

Достатній рівень водостійкості (коефіцієнт розм'якшення понад 0.75% досягається при температурі випалу понад 300°C і надалі практично не змінюється. При цьому відбуваються незворотні зміни у структурі штучного каменю з утворенням водонерозчинних фосфатів та комплексних сполук.

Штучний камінь на основі диспергованих кристалічних алюмосилікатів і фосфорної кислоти має також високу кислотостійкість (коефіцієнт стійкості в 10%-й HCl – 0,8, а в 10%-й H₂SO₄ близько 0,9), лугостійкість (коефіцієнт стійкості в 10%-й KOH близько 0,9) і жаростійкість (витримують різке охолодження від 800°C до 20°C без істотного зниження міцності).

Таким чином, використання фосфорної кислоти як кислотного активатора диспергованих відходів дроблення гірських порід дозволяє отримувати пресовані композиційні матеріали контактного твердіння, що є аналогами геополімерів. Це відкриває нові можливості утилізації відходів переробки гірських порід у будівельній індустрії для виготовлення виробів широкої номенклатури – футерувальних, стінових, облицювальних, дорожніх та ін.

Література

1. Davidovits J. (2017) Geopolymers: Ceramic-Like Inorganic Polymers. *Journal of Ceramic Science and Technology* 8 (3): 335-350.
2. Provis J.L., van Deventer J.S.J. (2014) *Alkali Activated Materials*. Springer.
3. Nikolov A. (2020) Alkali and acid activated geopolymers based on iron-silicate fines - by-product from copper industry XIV: 37-39.
4. Дворкін Л.Й., Бордюженко О.М. (1999) Особливості технології будівництва дорожнього одягу з використанням сульфопетроцементів. *Автошляховик України* 4: 33-35.
5. Глуховский В.Д., Рунова Р.Ф. (1991) Вяжущие и композиционные материалы контактного твердения. К.: Вища шк. 243.
6. Сычев М.М. (1986) Неорганические клеи. Л.: Химия. 153.

СУМІШІ ДЛЯ РЕМОНТУ ТА ВІДНОВЛЕННЯ СПОРУД НА ОСНОВІ ЗОЛИ ВІНОСУ

Дворкін Л.Й., д.т.н., проф.; **Марчук В.В.**, к.т.н., доц.;

Тарасюк Т.О., асп.

*(Національний університет водного господарства та
природокористування)*

В останні роки в сучасному будівництві чітко визначилася тенденція використання енергозберігаючих будівельних матеріалів, зокрема з використанням техногенних відходів [1, 2].

Під час експлуатації практично всі бетонні та залізобетонні конструкції і споруди піддаються дії агресивних середовищ, сейсмічним, ударним та іншим руйнівним впливам, які можуть викликати пошкодження і руйнування будівельних конструкцій [3, 4]. Необхідність ремонту і захисту бетонних конструкцій визначається умовами експлуатації і термінами служби бетону, залізобетонних конструкцій і виробів. В теперішній час для поверхневого захисту матеріали на мінеральній основі знаходять все більше застосування за рахунок їх переваг перед матеріалами на органічному в'язучому. Серед переваг мінеральних матеріалів слід відзначити такі якості, як високу міцність, морозостійкість, адгезію, паропроникність, стійкість до впливу агресивних середовищ, простота застосування і нескладну технологія нанесення. Однак будівельні суміші на мінеральній основі мають певні недоліки: тривалий догляд за твердіючою сумішшю, що призводить до додаткових трудових і енергетичних витрат, неможливості їх використання при термінових ремонтних роботах.

Для усунення перерахованих вище недоліків сумішей для ремонту та відновлення споруд були запропоновані склади СБС на основі золи-віносу.

В якості вихідних матеріалів для отримання СБС були використані: ПЦ-І-500, виробництва "Волинь-цемент" філія ПАТ "ДЦУ"; зола-віносу Бурштинської ТЕС, кварцовий пісок фракції 0,16...1,25 мм, Славутського кар'єру (Хмельницька обл.) з модулем крупності $M_{кр} = 1,9$; суперпластифікатор полікарбоксилатного типу «Melflux 2651F»; редиспенгований полімерний порошок (РПП) Neolith P 4400 (вінілової ефір версатієвої кислоти) FAR SPA (Італія).

Для вивчення впливу складу розчинів на основні властивості були виконані алгоритмізовані експерименти відповідно до трирівневого чотирифакторного плану V_3 [4]. Змінними факторами вибрано: вміст портландцементу ($X_1 = 600 \pm 100 \text{ кг}$), золи-віносу ($X_2 = 50 \pm 50 \text{ кг}$), РПП

($X_3 = 10 \pm 10$ кг). Як вихідні параметри вибрано рухомість розчинової суміші, міцність при стиску, згині у віці 1, 7 та 28 діб зразків, які твердули у повітряно-сухих умовах та адгезійну міцність розчинів. Випробування проводили згідно з ДСТУ Б В.2.7-239 та ДСТУ Б В.2.7-126-2011.

У ході досліджень в кожній точці виготовляли розчини на основі золи-виносу з вмістом складових згідно умов планування, а витрата піску становила решту маси до 1000 кг. Водопотреба була постійно та становила 120л/т сухої суміші.

Статистична обробка експериментальних даних дозволила отримати коефіцієнти рівнянь регресії рухомості, міцності при стиску та згині, а також адгезійної здатності досліджуваних розчинових сумішей та розчинів, які наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Коефіцієнти рівнянь регресії

Коефі- цієнти	Міцність на згин, МПа, у віці			Міцність на стиск, МПа, у віці			Адгезія, МПа
	1 доба	7 діб	28 діб	1 доба	7 діб	28 діб	
B_0	5,44	11,4	15,15	25,77	41,7	56	0,98
B_1	0,9	2,40	3,12	10,24	11,81	14,9	0,26
B_2	0,4	0,78	0,74	4,12	4,66	4,25	0,1
B_3	-0,7	0,70	2,30	-6,47	-3,10	-4,1	0,76
B_{11}	0,3	-0,4	-0,99	2,44	-1,69	-1,24	-0,08
B_{22}	-0,20	-0,03	0,11	-0,36	-0,5	0,31	0,05
B_{33}	-0,25	-0,3	-0,84	2,09	-0,25	1,41	0,3
B_{12}	0,10	0,43	0,37	1,08	2,59	2,20	0,01
B_{13}	0,40	-0,37	-1,11	1,00	-2,10	-0,88	0,1
B_{23}	-0,10	-0,04	-0,15	-0,78	-1,53	0,15	0,04

Аналіз отриманих коефіцієнтів рівнянь міцнісних показників , розчинів, які містять золу-виносу показує, що у діапазоні варіювання досліджуваних факторів, як і слід було очікувати, найбільш помітний вплив чинять витрати ПЦ та полімерного порошку. Спостерігається суттєвий вплив ефектів взаємодії факторів. Зокрема: вміст ПЦ та золи призводять до росту міцності при стиску в усі терміни твердіння, а цементу та полімерного порошку до зростання міцності на згин у віці 28 діб. Визначальним фактором для збільшення адгезійної здатності є наявність РПП. Очевидно, що досягнення високих міцнісних та інших якісних показників розчинових сумішей та розчинів можливе при відповідній оптимізації складів розчинів.

Позитивний вплив золи та ПЦ на міцність розчинів може бути суттєво зменшений чи зведений до нуля при неоптимальній витраті полімерного порошку.

Досягнення певних значень міцнісних показників розчинів можливе при різних співвідношеннях факторів, які характеризують вміст основних компонентів. При цьому спільне введення дисперсних компонентів позитивно позначається на міцності розчину навіть при незмінному вмісті, що можна пояснити створенням кращих умов для ущільнення та взаємодії між частинками у твердіючому розчині. Важливим наслідком введення РПП Neolith P 4400 в суміші є покращення структури порового простору за рахунок зменшення розміру пор та підвищення однорідності їхнього розподілення. Зменшення товщини водних прошарків на зернах в'язучого обумовлює зменшення середнього радіуса капілярів, а однорідності їхнього розподілення сприяє адсорбція на активних центрах твердої фази. В процесі плівкоутворення в твердіючому розчині утворюються полімерні плівки, що закривають мікропори і полімерні «містки», що з'єднують краї мікротріщин внутрішніх дефектів. Це вказує на те, що існує певний оптимум вмісту ПЦ та РПП в розчині, при якому зберігається суцільність цементного гелю в структурі, полімер же заповнює найдрібніші пори і капіляри, а також обволікає цементні зростки і частинки заповнювача.

Висновки. Експериментально обґрунтована можливість отримання будівельних сумішей для ремонту та відновлення споруд на основі золи виносу. Досліджено вплив факторів складу на властивості розчинових сумішей та розчинів. Основною передумовою застосування сумішей на основі золи-виносу є забезпечення захисту та ремонту бетонних та з/бетонних конструкцій. Такий захист полягає в утворенні на поверхні ізолюючого матеріалу водонепроникаючого шару (зовнішній шар) і з заповненням поверхневих тріщин, пор і капілярів продуктами гідратації, що забезпечується використанням золовмісних сумішей. Обробка поверхні конструкції дозволяє підвищити їх щільність, міцність, водонепроникність, а отже і термін служби.

Література

1. Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л., Пушкарьова К.К., Кочевих М.О., Мохорт М.А. Використання техногенних продуктів у будівництві.- НУВГП, Рівне, 2009.-340с.
2. Дворкин Л.И. Цементные бетоны с минеральными наполнителями. / Л.И. Дворкин, В.И. Соломатов, В.Н. Выровой, К.:Будівельник, 1991 – 136с.
3. Дворкін Л.Й. Основи бетонознавства. / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін, К.: Основа, 2007. - 616 с..
4. Дворкін Л.Й. Розв'язування будівельно-технологічних задач методами математичного планування експерименту / Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л., Житковський В.В. - Рівне: НУВГП, 2011- 174 с.

**ТЕХНІЧНИЙ СТАН ШТУЧНИХ СПОРУД
НА АВТОМОБІЛЬНІЙ ДОРОЗІ ЗАГАЛЬНОГО
КОРИСТУВАННЯ ДЕРЖАВНОГО ЗНАЧЕННЯ Т-09-06
ІВАНО-ФРАНКІВСЬК – БИСТРИЦЯ КМ 27+267 – КМ 66+411**

Дзеба М.В.; Мельник І.І.

(ТОВ «ПБС» м. Івано-Франківськ)

Артим В.І., д.т.н., проф.; **Андрусак А.В.**, к.т.н., доц.,

Дем'янчук Я.М., к.т.н., доцент

(Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу)

Колесніченко С.В., д.т.н., доц.; **Полянський К.В.**, д.ф.;

Селютін Ю.В., к.т.н., доц.; **Мнацаканян К.Б.**

(Донбаська національна академія будівництва і архітектури)

Розвиток рекреаційних зон Прикарпаття залежить від стану транспортної інфраструктури регіону. Крім загального вимог щодо безпечної експлуатації автомобільної дороги як такої, потрібно здійснити розширення і модернізацію штучних споруд – мостів і труб.

Особливості автомобільної дороги загального користування державного значення Т-09-06 Івано-Франківськ – Бистриця км 27+267 – км 66+411 полягають в тому, що на відносно невеликій ділянці дороги у 40 кілометрів, існує близько 25 мостів, які перетинають як невеличкі потоки, так і річки, які мають суттєві характеристики водного режиму. Крім того, ці мости абсолютно різні як за конструктивною схемою, так і за матеріалом будівельних несучих конструкцій (рис.1).

Першим кроком для розробки проектів відновлення мостів – капітального ремонту або реконструкції (проекти відновлення та будівельні роботи виконують фахівці ТОВ «ПБС») – стали роботи з повного технічного обстеження для визначення технічного стану і визначення необхідності виконання ремонтних робіт.

Роботи з обстеження виконувались фахівцями Івано-Франківського національного технічного університету нафти і газу спільно із фахівцями Донбаської національної академії будівництва і архітектури (тимчасово переміщений ЗВО). В цій доповіді зроблена спроба систематизувати загальні проблеми експлуатації мостів, які були виявлені під час обстеження.

Першою серйозною проблемою є повна відсутність будь-яких експлуатаційних документів з утримання (експлуатації) мостів. Певне здивування викликав факт відсутності проектів та актів оглядів як для мостів, що були збудовані у 20-30 роках 20 сторіччя, так і відносно нових мостів, що були збудовані у 2006 році. Переважна більшість

мостів була введена до експлуатації з 1959 по 1992 роки.

Ще одним неприємним фактом експлуатації є відсутність робіт з очищення підмостового русла та русла у прилеглих зонах споруд. Це призводить до локальних руйнувань опор окремих мостів, регуляційних конструкцій (споруд), руйнувань укосів.



Арочний кам'яний міст км
18+264



Сталевий міст км 38+162



Багатопролітний балковий
залізобетонний міст км 36+648



Арочний залізобетонний міст км
19+866

Рис. 1. Типи мостів на дорозі Т-09-06 Івано-Франківськ – Бистриця.

На підставі визначення міцності матеріалів, схем армування та розрахункових схем споруд, були виконані розрахунки на проектні рухомі навантаження (переважно Н30 та НК80) і на нові рухомі навантаження (А15 та НК100) з урахуванням необхідності розширення габаритів мостів до 9 метрів. Розрахунки виявили неможливість для деяких мостів експлуатацію прогонових залізобетонних балок на сучасні навантаження, що потребує спеціальних заходів з підсилення, зміни розрахункових схем або організації дорожнього руху.

Ще однією проблемою, яка, на жаль, не може бути вирішена швидко – це відсутність інженерних вишукувань, особливо гідрологічних, які потребують довгострокових спостережень. Без наявності даних гідрології важко приймати обґрунтовані проектні рішення щодо збільшення отворів мостів, улаштування, подовження або підсилення

існуючих регуляційних конструкцій (споруд) мостів. Суттєві зміни потужності водного потоку річок протягом одного року призводять навіть до руйнування мостів (рис. 2).

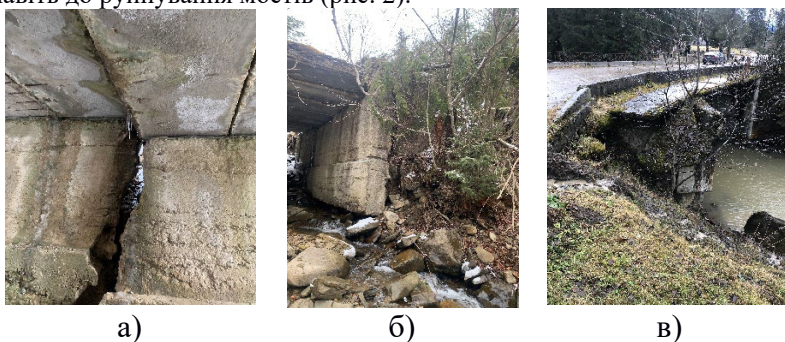


Рис. 2. Руйнування опор мостів внаслідок підмиву водним потоком.
а) – відсутність армування; б) - відсутність фундаменту; в) – розмив укосів і руйнування тротуарів.

Під час розробки проектів ремонтів необхідно виправити помилки, які були зроблені під час проектування та будівництва. Виявлені найпоширеніші дефекти це – відсутність шафових стінок, перехідних плит, деформаційних швів, гідроізоляції та системи водовідведення. В деяких мостах були виявлені такі дефекти, як відсутність фундаментів під опорами (рис. 2), відсутність армування бетону опор та регуляційних споруд.

Найбільш наявним пошкодженням всіх мостів - це пошкодження дорожнього покриття. Крім того, що сам дорожній одяг виконаний без дотримання вимог щодо товщини асфальтобетонного покриття, воно укладено не на розподільчу залізобетонну плиту, а безпосередньо на прогонові конструкції (балки, плити) або на утрамбований щебінь у аркових кам'яних мостах. Абсолютно у всіх мостах була відсутня гідроізоляція та система водовідведення.

Звісно, що для того, щоб штучна споруда на дорозі відповідала сучасним вимогам, необхідно виконати облаштування огороження безпеки, бортових каменів, тротуарів із відповідними розмірами і перильною огорожею, освітлення, системи водовідведення, дорожньою розміткою.

Результати обстежень мостів на автомобільній дорозі Т-09-06, дозволили зробити висновки стосовно узагальнення проектних рішень їх відновлення, визначити кроки та основні організаційні та технологічні рішення з капітального ремонту та реконструкції.

ВПЛИВ ВНУТРІШНІХ ДІАФРАГМ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ТРУБЧАСТИХ ПАЛІ

Дубровський М.П., д.т.н., проф.; **Дубравіна В.О.**, асп.
(*Одеський національний морський університет*)

Сучасні морські транспортні та офшорні споруди, такі як глибоководні портові причали, нафтогазові платформи, рейдові та морські стаціонарні однокочкові причали, підводні сховища та ін., часто включають сталеві трубчасті палі значної довжини (80-100 м і більше) в якості основних несучих елементів. Такі трубчасті палі повинні забезпечувати високу несучу здатність при прикладенні зовнішніх осьових навантажень [1], [2], [3].

Для збільшення несучої здатності палі при статичному вдавлюючому навантаженні в деяких практичних випадках був застосований додатковий елемент у вигляді внутрішньої діафрагми. Дане дослідження направлено на вивчення двох взаємопов'язаних процесів при зануренні сталеві трубочаті палі: утворення ґрунтової пробки на нижньому кінці відкритої палі та поведінка ґрунту під діафрагмою, закріпленою всередині трубочаті палі.

Рекомендована технологія установки внутрішньої діафрагми описана в [2]. В деяких нормах є формули, що дозволяють визначити глибину розташування діафрагми в залежності від властивостей ґрунту та жорсткості палі на згин; орієнтовно цю глибину можна визначити в інтервалі (5-7)d. Проте необхідне подальше занурення для формування ґрунтової пробки під діафрагмою за рахунок ущільнення ґрунту всередині пробки і створення необхідного опору основи. Таким чином, розглядались два місця утворення двох ґрунтових пробок при зануренні трубочаті палі: на відкритому кінці палі та під внутрішньою діафрагмою.

Нами були проведені експериментальні дослідження в Геотехнічній лабораторії кафедри «Морські, річкові порти і водні шляхи» Одеського національного морського університету (м. Одеса, Україна).

Для модельної палі діафрагма була виготовлена у вигляді круглої сталеві пластини. Внутрішня діафрагма фіксувалась в декількох положеннях шляхом зміни відстані від кінця палі: 0 (закритий кінець); 3d; 6d; 9d (загальна довжина палі дорівнювала 16d). Як було встановлено, застосування внутрішньої діафрагми дозволяє підвищити несучу здатність палі з відкритим кінцем [4]. Ступінь такого підвищення залежить від розташування діафрагми. Для розглянутих варіантів точки кріплення діафрагми мінімальний приріст несучої

здатності відкритої палі відноситься до відстані $3d$ між діафрагмою та вістря палі, а максимальний приріст вимірюється на відстані $9d$.

Можливо, згадані обставини можна прокоментувати наступним чином. Верхня пробка під діафрагмою може утворюватися, якщо всередині палі розвивається відповідний опір основи. Така ситуація може виникнути, якщо верхня пробка (що знаходиться в процесі формування) зустрічається з вже сформованою нижньою пробкою. Остання передає додатковий тиск на ґрунт під кінцем палі і проковує додаткову реакцію основи. Таким чином, додаткова зовнішня сила діє на пробку та збільшує в ній щільність ґрунту. Фактично після цього етапу дві пробки об'єднуються та працюють як одна велика пробка між діафрагмою та кінцем палі. Утворення зазначеної великої пробки та її ефективний вклад в несучу здатність палі може бути забезпечено тільки при «правильному» розташуванні діафрагми (не надто низько та не надто високо). Для наших модельних випробувань максимальна несуча здатність відкритої палі була виміряна при розташуванні діафрагми на відстані $9d$ від кінця палі [5].

Відносно кількісних показників несучої здатності відкритої палі зазначимо, що за рахунок вкладу перегородки несуча здатність палі може бути збільшена (в наших випробуваннях до 15-20%). Інший ефект полягає в можливості зменшити глибину занурення палі (10-15%). Наведені цифри слід врахувати у відношенні можливих похибок експерименту, обумовлених відмінностями у відтворюваності підготовки модельного ґрунту, а також похибкою вимірювань (в сумі можливо до 10%).

Для оцінки ефективності різних форм перекриття палі розглядалися 3 види діафрагм: плоска, конічна (в 3-х варіантах, що відрізняються кутом нахилу конусу) та циліндрична.

Для аналізу впливу розташування діафрагми на несучу здатність палі отримана експериментальна залежність опору ґрунту зануренню палі N (еквівалентній вертикальному навантаженню на палю) від глибини D . На рис. 1 показано приклад такої залежності, що узагальнює дані, отримані нами в експериментах. Згідно цій схемі, обравши заздалегідь місце перекриття, можна на початковому етапі полегшити занурення палі у порівнянні з палею з закритим кінцем, а на завершальному етапі занурення палі можна наблизити значення несучої здатності палі з діафрагмою до параметрів палі з закритим кінцем. Ця можливість регулювання опору зануренню палі важлива для оптимального і економічного вибору технологічного обладнання при влаштуванні пального фундаменту споруди.

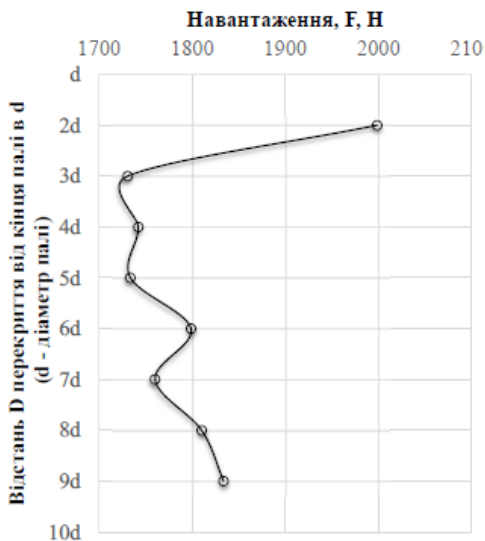


Рис. 1. Залежність вертикального осьового навантаження на модельну палю від розташування циліндричної діафрагми (відстань від вершин D)

Література

1. Doubrovsky M., Gerashchenko A., Dobrov I., Dubrovskaya O. Innovative Design and Technology Solutions for Development of Port and Offshore Pressed-in Piled Structures, *Proc. of the First International Conference on Press-in Engineering*, Kochi, Japan, pp. 91-99 (2018)
2. Tomlinson M. and Woodward J. *Pile design and Construction Practice*, Fifth edition, Taylor & Francis, N.Y. (2008)
3. Randolph, M.F., Leong, E.C. and Houlsby, G.T. One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles, *Geotechnique*, Vol.41, No.4, pp. 587-598 (1991)
4. White, D.J., Deeks, A.D. and Ishihara, Y. Novel piling: axial and rotary jacking, *Proc. of the 11th International Conference on Geotechnical Challenges in Urban Regeneration*, London, UK, CD, 24 p. (2010)
5. Doubrovsky M., Kusik L., Dubravina V. (2022) Bearing Capacity of Tubular Piles: Technological Improvements and Model Testing. In: Zhu HH., Garg A., Zhussupbekov A., Su LJ. (eds) *Advances in Geoengineering along the Belt and Road. BRWSG 2021. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 230. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-16-9963-4_11

ДОСЛІДЖЕННЯ ЖОРСТКОГО ДОРОЖНЬОГО БЕТОНУ НА МІЦНІСТЬ З ДОДАВАННЯМ НЕЙТРАЛЬНИХ ТА ЛУЖНИХ ГІДРОФОБИЗАТОРІВ ТА БАЗАЛЬТОВОЇ ФІБРИ.

Закаблук С.С., асп.; Шинкевич О.С., д.т.н. проф.;
Луцкін Є.С., к.т.н., доц.; Городецька Т.О., маг.
(Одеська державна академія будівництва і архітектури)
Мищенко В.М., к.х.н. зам.ген.дир. з науки
(Київське ТОВ «Інжиніринг- Колсантинг»)

Актуальність дослідження. Для отримання якісних дорожніх бетонів необхідно збільшення їх тріщиностійкості, міцності на стиск та ранній набір міцності. В сумішах дорожніх бетонів важливу роль грає такий показник як водопоглинання, бо він напряду зв'язаний з морозостійкістю. Тому гідрофобізація дорожніх бетонів дуже актуальна задача, яка ускладнюється недостатньою лужностійкістю більшості гідрофобізаторів, та значним зниженням міцності бетонів при використанні об'ємної гідрофобізації. У даному випадку актуальним є вибір типу гідрофобізатору та його взаємодії з бетонною сумішшю в період твердіння та на протязі 56 діб. Найбільш ефективним шляхом підвищення тріщиностійкості є застосування арматури та фібри в дорожніх бетонах. Так використання базальтової фібри наводить до значного зменшення витрати стержневої арматури, що зменшує кошторис та металоємність дорожнього покриття. Рациональною є обґрунтованість кількості фібри та її вид, а також тип гідрофобізатору та його дозування.

Стан проблеми. Сьогодні дуже актуальним є улаштування бетонного покриття доріг з підвищеним навантаженням та у південних регіонах, особливо на під'їздах до портів. З економічної точки зору вигідно застосовувати суміші дорожніх бетонів з малим вмістом цементу. Це призводить до значного погіршення властивостей дорожнього бетону та потребує дослідження методів підвищення його властивостей. Так в сумішах дорожніх бетонів широко використовується металева фібра (аеродромне будівництво), використовуються різні способи зміцнення поверхні дорожнього покриття.

Мета дослідження. Метою дослідження є знаходження оптимального вмісту різних гідрофобізаторів, виду та типу базальтової фібри для отримання найкращих показників міцності дорожнього бетону марки Ж-1.

Аналіз стану питання свідчить про необхідність проведення експериментів і досліджень у цьому напрямі.

Основна частина. Експеримент проводився шляхом виготовлення та дослідження в часі міцності п'ятдесяти чотирьох зразків шести складів дорожнього бетону марки Ж-1 наступного складу:

- портландцемент марки 500-Д0, Івано-Франківськ;
- вода питна (В/Ц 0,31);
- щебінь гранітний 5-20;
- щебінь гранітний 5-10;
- пісок річковий;
- пластифікатор SIKА-520.

Дослідження проводилось відповідно ДСТУ 8858:2019 Суміші цементобетонні дорожні та цементобетон дорожній. Технічні умови. Стандарт введений в дію з 1 липня 2020 р.

Склад зразків. База: приведений вище склад дорожнього бетону Ж-1.

СТ: База + 0,2% СМ01 + 0,8% від цементу по вазі базальтова фібра 12 мм ТУ У В.2.7-26.8-34323267-002.2009.

АС: База + 0,2% СМ01 + 0,8% від цементу по вазі базальтова фібра 12 мм гідрофобізована при виготовлені.

0,2СМ: База + 0,2 СМ01 + 0,8% від цементу по вазі базальтова фібра 24 мм з антистатичною обробкою при виготовлені.

0,25СМ: База + 0,25 СМ01 + 0,8% від цементу по вазі базальтова фібра 12 мм гідрофобізована при виготовлені.

0,15 ПГК: База + 0,15 ПГК-1 + 0,8 від цементу по вазі базальтова фібра 12 мм гідрофобізована при виготовлені.

Де: СМ01 – CONCRET MILK-розчин об'ємної гідрофобізації бетону розробки київського ТОВ «Інжиніринг-Консалтінг». ПГК-1 – лужний гідрофобізатор розробки київського ТОВ «Інжиніринг-Консалтінг».

Кожен склад був виготовлений в циліндричних формах діаметром 100мм, та спресований зусиллям 30 тон, що імітує укладення бетону дорожнім катком. Численність зразків кожного складу 9 од. Змішування складів проводилось лабораторним змішувачем ІРЕРВЕТ-50л протягом 2 хвилини. Пресування зразків та іспит на міцність виконувалося на пресі з максимальним зусиллям 50 тон (Ереван).

Експериментальна частина включала наступні дослідження:

- вплив різного типу гідрофобізаторів та типу і властивостей фібри на міцність дорожнього бетону марки Ж-1 на протязі 56 діб.
- цьому дослідженню передувало дослідження з метою знаходження оптимальних концентрацій нейтральних та лужних гідрофобізаторів в дорожніх бетонах.

- вплив різних концентрацій гідрофобізаторів нейтрального та лужного типу на міцність дорожнього бетону марки Ж-1 на протязі 56 діб.

- також були призведені дослідження впливу різних гідрофобізаторів та модифікаторів бетону на процес твердіння дорожнього бетону на протязі 56 діб.

- вплив різних гідрофобізаторів нейтрального та лужного типу на міцність дорожнього бетону марки Ж-1 на протязі 56 діб.

Де, FSP-L2 та FSP-D - модифікатори бетонів виробництва Турції.

Результати досліджень. Експериментальні дослідження довели, що застосування нейтральних гідрофобізаторів та додавання модифікованої базальтової фібри дозволяє підвищити міцність дорожнього бетону на стиск у віці 28 діб в середньому на 44,1%, а в віці 56 діб в середньому на 49,8%.

При цьому водопоглинання зменшується майже на 30%, що значно підвищує морозотривкість дорожнього полотна.

Висновки. Таким чином, обґрунтовано раціональність застосування гідрофобізаторів нейтрального типу та модифікованої базальтової фібри, які суттєво поліпшують міцність, морозотривкість та тріщинотривкість дорожніх бетонів:

- продемонстровано сумісний вплив гідрофобізатора СМ01 та модифікованої базальтової фібри 24 мм, який дозволив збільшити міцність дорожнього бетону Ж-1 у віці 56 діб на 87,6%.

- експериментально підтверджено, що при досліджених концентраціях гідрофобізатора СМ01 та застосуванні модифікованої базальтової фібри зміцнення бетону суттєво перевищує інші досліджені варіанти.

- доведено, що застосування стандартної базальтової фібри не дозволяє використати всі можливості зміцнення фібробазальтобетону за рахунок недостатньої адгезії стандартної базальтової фібри до бетону.

- застосування гідрофобізаторів нейтрального типу, таких як СМ01, зменшує термін досягнення ранньої міцності жорстких дорожніх бетонів з трьох до однієї доби. Це дозволяє відкривати рух транспорту вже через добу після улаштування дорожнього покриття.

Література

1. online.budstandart.com
2. [online.budstandart.com](http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=85943)
3. http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=85943

ДОСЛІДЖЕННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГІБРИДНИХ ЛУЖНОАКТИВОВАНИХ ЦЕМЕНТІВ ПІД ВПЛИВОМ КИСЛОТНОГО СЕРЕДОВИЩА

Зозулинець В.В., асп., м.н.с.; **Ковальчук О.Ю.**, к.т.н., с.н.с.
*(Науково-дослідний інститут в'язучих речовин та матеріалів
ім. В.Д. Глуховського,
Київський національний університет будівництва і архітектури)*

Навіть попри стрімкий розвиток будівельної галузі, проблема недовговічності будівельних матеріалів, які зазнають впливу дії агресивних середовищ все ще залишається актуальною. Сприятливим до безпосереднього впливу кислотних атак є матеріали які використовуються не тільки в промислових зонах комплексів хімічної та сільськогосподарської галузей, а й в каналізаційних трубах, що може значно пошкодити інфраструктуру стічних вод.

Забезпечення кислотостійкості матеріалів за рахунок використання лужноактивованих в'язучих речовин (ААС), є пріоритетним напрямком вирішення даної проблеми, що підтверджується рядом напрацювань як вітчизняних так і світових експертів [1-3].

Кислотостійкість лужноактивованих в'язучих (ААС) переважно пов'язана зі спробою зниження основності гідросилікатів кальцію за рахунок введення SiO_2 -вміщуючих фаз та з підвищенням у фазовому складі цементного каменю цеолітоподібних фаз за рахунок введення природних цеолітів або Al_2O_3 -вміщуючих фаз, які сприяють їх синтезу. Це обумовлюється комплексним підходом для отримання заданого співвідношення між оксидами $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$, $\text{R}_2\text{O}/\text{Al}_2\text{O}_3$, $\text{RO}/\text{Al}_2\text{O}_3$ та $\text{H}_2\text{O}/\text{Al}_2\text{O}_3$ в лужній системі [4]. Найбільш доцільним при цьому є вивчення впливу модифікаторів різної природи, виду кислотного середовища, а також технологічних параметрів на особливості процесу тверднення та основні фізико-механічні властивості оптимальних складів кислотостійких лужних цементів [5].

У дослідженні [6] розглядається вплив від використання як мінеральних, так і полімерних домішок на показники міцності та стійкості до впливу сірчаної та соляної кислот модифікованих розчинів. Портландцемент частково замінили на 10% і 15% метаксаоліну і 5% двох полімерних порошоків: етиленвінілацетатного і полівінілацетатного. Результати показали, що ефективність разом із міцністю на стиск значно покращилася до 24% і 18,43% відповідно. У той час як кислотостійкість модифікованого будівельного розчину також була

значно підвищена на 59,9% і 24,9% проти соляної та сірчаної кислот, відповідно.

Для розробки кислотостійких цементів на основі лужноактивованих гібридних в'язучих дослідження зосереджене на введенні мінеральних домішок природнього походження, а саме метаксаоліну ($Al_2O_3 \cdot 2SiO_2$) та трепелу (SiO_2), для формування стійких цеолитоподібних фаз безпосередньо в структурі цементного каменю.

Для визначення придатності та ефективності експлуатації в умовах агресивного середовища отриманих цементних систем, було проведено визначення показника кислотостійкості отриманих складів, шляхом витримування зразків з цементно-піщаного розчину (співвідношення 1:3) у 5% розчині сірчаної кислоти (H_2SO_4) протягом 30 та 90 діб, після попереднього набору ними міцності протягом 28 діб в нормальних умовах (н.у.). Критерії оцінки складала зовнішній вигляд, залишкова міцність після випробування та деформації усадки/розширення.

Результати, отримані на основі проведеного дослідження, вказують на те, що тривале витримування зразків у агресивному середовищі з низьким рН має значний деструктивний вплив на структуру цементного каменю. Адже за рахунок лужної природи цементні системи піддаються реакції нейтралізації кислотами та зазнають руйнування.

Найменшими показниками втрати міцності характеризуються наступні склади: склад 1 з додатковим введенням SiO_2 у кількості 20% (залишкова міцність на стиск після 90 діб витримування в 5% розчині H_2SO_4 складає 35,0 МПа) та склад 4 з мінімальним вмістом лужного компоненту – 8% (міцність – 38,5 МПа, за тих же умов (Рис. 1)).

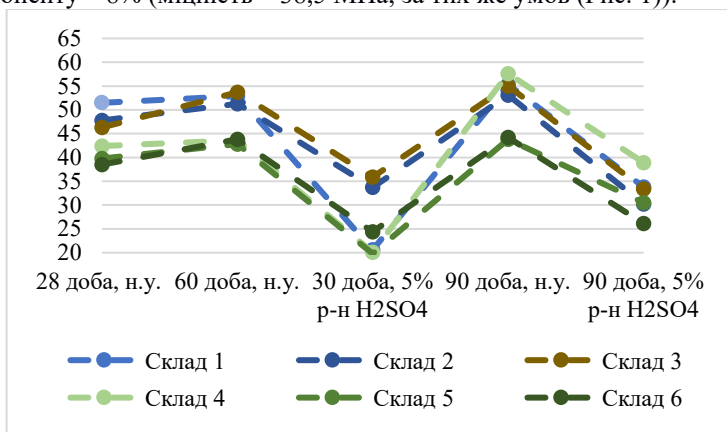


Рис. 1. – Показники міцності досліджуваних лужноактивованих гібридних систем

Використання метакаоліну у лужноактивованій системі призводить до значного підвищення водопоглиблення, за рахунок чого в подальшому знижуються щільність структури затверділого каменю та фізико-механічні характеристики отриманого матеріалу. Міцність зразків отриманих з використанням 20% метакаоліну після їх перебування протягом 90 діб в умовах агресивного середовища складає 29,5 МПа.

При мінімальному вмісті лужного компоненту, що складає 8%, деформаційні процеси, що виникають в структурі затверділого штучного каменю характеризуються деформацією розширення, яка складає 4,1%, у порівнянні зі зразками, що зберігались в нормальних умовах (н.у.). Зі збільшенням кількості лужного компоненту до 12% разом з сумісним введенням трепелу показник деформації розширення знижується до 1,05%.

Подяка. Автори висловлюють подяку Міністерству освіти і науки України за фінансову підтримку проєкту (реєстраційний № 0122U001199), який виконується за рахунок бюджетного фінансування в 2022-2023 рр.

Література

1. Кривенко П.В. Специальные шлакощелочные цементы – К.: Будівельник, 1992. – 192 с.
2. Pacheco-Torgal, F., Labrincha, J., Leonelli, C., Palomo, A., & Chindaprasit, P. (Eds.). (2014). Handbook of alkali-activated cements, mortars and concretes. Elsevier.
3. Pacheco-Torgal, F., Labrincha, J., Leonelli, C., Palomo, A., & Chindaprasit, P. (Eds.). (2014). Handbook of alkali-activated cements, mortars and concretes. Elsevier.
4. Зозулинець В.В., Ковальчук О.Ю., Перспектива розробки кислотостійких гібридних цементів на основі лужноактивованих в'язучих речовин // Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. – 2022. – Вип. 50 – С. 15-21.
5. Khan M. N. N., Kuri J. C., Sarker P. K. Sustainable use of waste glass in alkali activated materials against H₂SO₄ and HCl acid attacks. Cleaner Engineering and Technology 6 (2022) 100354.
6. Idrees, M., Hussain, A. T., Saeed, F., & Hussain, T. (2021). Effectiveness of metakaolin and hybrid polymers incorporated mortar for the compressive strength and acid resistance of industrial and wastewater infrastructure. Environmental Progress & Sustainable Energy, 40(3), e13534.

ВИЗНАЧЕННЯ ВИКИДІВ ПАРНИКОВИХ ГАЗІВ ПРИ ЗВЕДЕННІ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД

Карпюк І.А., к.т.н., доц.; **Клименко Е.В.**, д.т.н., проф.;

Карпюк В.М., д.т.н., проф.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

У 2015 році 193 країни–члени ООН визнали безперечний успіх Програми Цілей Розвитку Тисячоліття до 2015 року, прийнятої Генеральною Асамблеєю ООН у 2000 році, та необхідність прийняття нового порядку денного. На початку серпня цього ж року вони досягли консенсусу та прийняли підсумковий документ “Перетворення нашого світу: Порядок денний в галузі сталого розвитку на період до 2030 року”, який був затверджений на Саміті ООН 25 вересня 2015 року з остаточним формулюванням 17 глобальних Цілей Сталого Розвитку (ЦСР). Серед них № 12 – забезпечення раціональних моделей споживання та виробництва; № 13 – прийняття термінових заходів по боротьбі зі змінами клімату і його наслідками.

Країни Європейського Союзу в грудні 2019 року в Брюсселі визначили 6 пріоритетів Сталого Розвитку (Європейська зелена угода). Зокрема, в Європейському законі про клімат закріплена ціль досягнення кліматичної нейтральності території до 2050 року, а до 2030 – зменшити шкідливі викиди, як мінімум, на 50 %.

Враховуючи викладене вище, є очевидним, що у будівельній галузі, яка являється однією з найбільш капіталоемних, життєво необхідними є прийняття інноваційних рішень по виконанню глобальних цілей (ЦСР), зокрема № 13 по зменшенню шкідливих викидів парникових газів і, насамперед, вуглекислого газу CO₂. Із наявного досвіду та аналізу останніх джерел досліджень і публікацій відомо, що любий будівельний об’єкт здійснює свій екологічний вплив на навколишнє середовище напротязі всього життєвого циклу. Як правило, все починається з видобування сировини і продовжується аж до демонтажу споруди, переробки відходів для вторинного використання і утилізації непотребу. За даними біля 50% загальних викидів вуглекислого газу в атмосферу зумовлені діяльністю будівельної галузі. Зменшення споживання енергії нинішнім суспільством та негативного впливу будівництва на сучасну екосистему передбачено директивами та циркуляром, затвердженими Європейською Комісією. Вони регламентують основні принципи енергоефективності, екологічності та економічності у будівельній галузі. Їх дотримання забезпечить високу енергоефективність, економічність будівель та споруд з низькими значеннями викидів вуглекислого газу та

інших парникових газів.

Міжнародні зелені будівельні стандарти останнього покоління рекомендують урахувати парниковий ефект шкідливих газів від будівлі чи транспортної споруди ще на стадії їх проектування. Дослідження шкідливих викидів від зведення будівель та улаштування транспортних споруд, оцінка впливу основних їх параметрів на навколишнє середовище здійснюється різними вченими з метою знаходження оптимальних рішень та впровадження їх в норми проектування. Серед них роботи закордонних вчених, які зробили ґрунтовний аналіз викидів парникових газів у будівництві, програмного забезпечення та комп'ютерного оцінювання їх впливів, навели дані про викиди вуглецю будівельними матеріалами і продуктами. Наведені дані про екологічний вплив будинків та встановлені критерії його оцінювання, зроблені пропозиції щодо його спрощення. Запропонований аналітичний метод розрахунку вмісту вуглецю в будівельний об'єкт. Наведена методика розрахунку парникових газів від індивідуальних житлових будинків, яка ураховує різні етапи їхнього життєвого циклу від видобутку сировини до утилізації відходів. При цьому, викиди від їх зведення не ураховуються. Серед вітчизняних досліджень слід підкреслити піонерні роботи, в яких зроблений аналіз впливу будівництва на навколишнє середовище з розробкою методики та оцінюванням вуглецевого сліду багатоповерхової гібридної дерево–залізобетонної будівлі. Розглянуті два варіанти 15–поверхової будівлі з повним залізобетонним та гібридним каркасом із клеєної деревини і залізобетонним ядром жорсткості. Використання гібридної структурної системи замість залізобетонної дозволило зменшити викиди вуглекислого газу в атмосферу в 3,7 разів та підтверджує її ефективність. Підсумовуючи викладене, слід підкреслити, що не дивлячись на здобутки науки і усвідомлення світовою спільнотою можливих катастрофічних наслідків глобальної екологічної кризи, пов'язаної зі шкідливими викидами вуглекислого та інших парникових газів в атмосферу, у сучасній будівельній галузі ще тільки намічаються конкретні заходи щодо їхнього радикального зменшення, зокрема у проєктній практиці. Окрім того, майже половина відведеного на реалізацію названих ЦСР часу вже збігла... Проте, неозброєним оком видно, що на більшості сучасних вітчизняних будівельних об'єктів екологічними вимогами нехтують, починаючи зі стадії проектування. Тому мета даної роботи – продемонструвати на конкретному прикладі улаштування підземної транспортної споруди–тунелю необхідність та доцільність застосування системного підходу і методології визначення вуглецевого сліду на протязі її життєвого циклу для пошуку шляхів його зменшення.

Об'єктом дослідження даної роботи являються масивні бетонні конструкції підземних транспортних споруд–тунелів глибокого розташування, армовані сталеву і неметалевою композитною арматурою. Розглядаються тунелі кільцевих перерізів з номінальними діаметрами 5, 10 і 15 м їхніх оправ. Предметом дослідження є оцінювання усередненого вуглецевого сліду в обох варіантах конструктивного вирішення споруд на протязі всього їхнього життєвого циклу. Для встановлення необхідних розмірів бетонних оправ тунелів та їх армування був реалізований числовий планований (В₃) експеримент в ПК “PLAXIS” згідно чинних норм. Осереднені за трьома різними діаметрами та узагальнені викиди вуглекислого газу протягом життєвого циклу еталонної і запропонованої конструкції підземної транспортної споруди–тунелю довжиною 1м.п. становили, відповідно, 15,97 і 11,551 (т СО₂екв), тобто зменшилися майже в 1,4 рази.

Виконані дослідження дозволили зробити аналіз викидів вуглекислого газу в атмосферу, систематизувати наявні чинники і фактори впливу зазначеної споруди на довкілля та визначити напрямки їх зменшення. Доказана можливість та доцільність використання базальтопластикової арматури замість сталеву у монолітних бетонних конструкціях, в т.ч. транспортних тунелів, за критерієм зменшення викидів парникових газів.

ЛУЖНЕ АЛЮМОСИЛІКАТНЕ ПОКРИТТЯ ДЛЯ ЗАХИСТУ БЕТОНУ ВІД ТРАНСПОРТУ Cl⁻-ІОНІВ ПРИ ПЕРІОДИЧНИХ ЦИКЛАХ ЗВОЛОЖУВАННЯ І ВИСУШУВАННЯ

Кривенко П.В., д.т.н., проф.; **Руденко І.І.**, д.т.н., с.н.с.;
Константиновський О.П., к.т.н., доц.; **Кириченко В.М.**, студ.
(*Київський національний університет будівництва і архітектури*)

Анотація. Показано ефективність покриття на основі лужного алюмосилікатного зв'язуючого для захисту залізобетонних конструкцій, які функціонують в умовах періодичного впливу хлор-вміщуючого водного середовища і карбонізації під дією вуглекислоти повітря. Високі захисні властивості захисного покриття підтверджені збереженням його адгезивних властивостей і підвищенням корозійної стійкості захищеного бетону при дії агресивного середовища з комбінацією класів XD3 і XC4. Повний захист бетону при відсутності ознак транспорту вказаних іонів в структуру забезпечується при нанесенні покриття товщиною 3 мм, що обумовлює захист сталеві арматури від корозії.

Ключові слова: лужне алюмосилікатне зв'язуюче, захисне покриття, сталева арматура, транспорт іонів.

Вступ. Підвищення довговічності будівельних конструкцій, особливо в умовах дії агресивних середовищ, є актуальною світовою тенденцією розвитку сучасного матеріалознавства [1, 2, 3]. Особливої уваги з огляду на підвищення довговічності потребують залізобетонні конструкції, які функціонують в умовах періодичного впливу хлор-вміщуючого водного середовища (морська вода, рідкі промислові відходи, технічні води) і карбонізації під дією вуглекислоти повітря [4]. До прикладів залізобетонних конструкцій, що зазнають дії вказаного агресивного середовища відносяться споруди, що експлуатуються в морській воді (причали, пірси, берегоукріплюючі споруди, греблі), споруди для хімічної промисловості, споруди сільськогосподарських підприємств тощо. Агресивний вплив вказаного середовища на залізобетонні конструкції класифікується комбінацією класів XD3 (періодичний вплив хлор-вміщуючого водного середовища) і XC4 (вплив вуглекислого газу при періодичному контакті з водою) згідно з [5].

Відомо, що карбонізація, яка супроводжується зниженням показника рН порової рідини бетону до значень близьких до 9 [6], а також дифузія (транспорт) Cl⁻-іонів в структуру, є процесами, які

призводять до корозії сталевій арматури [7]. Сумісний вплив хлорвміщуючого водного середовища і карбонізації на залізобетон спричинює складні фізико-хімічні процеси, які по різному впливають на транспортні властивості бетону в часі і, відповідно, пасивний стан арматури [8]. Так, ущільнення поверхневого шару бетону на початку карбонізації через утворення CaCO_3 , як продукту взаємодії портландиту $\text{Ca}(\text{OH})_2$ з CO_2 повітря, обумовлює гальмування транспорту Cl^- іонів в структуру [9]. Однак, подальший розвиток процесу карбонізації призводить до вивільнення в поровий розчин Cl^- іонів, які були вже зв'язані гелевими фазами (хемосорбція) і фазами сімейства двошарових гідроксидів (наприклад, солі Фріделя) [10, 11]. Підвищений транспорт Cl^- іонів в структуру бетону, який функціонує при впливі вказаного агресивного середовища, обумовлює запровадження ефективних заходів попередження корозії сталевій арматури, серед яких обов'язковим є поверхневий захист [12].

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Використання поверхневого захисту бетону є економічно більш ефективним рішенням щодо захисту вже збудованих споруд від проникненню агресивних для сталевій арматури іонів [13]. В залежності від хімічної природи, захисні покриття поділяються на органічні і неорганічні [14]. До недоліків органічних покриттів, які наносяться тонким шаром (100...400 мкм), є зменшення терміну експлуатації під впливом ультрафіолетового випромінювання [15].

Серед неорганічних покриттів розповсюдження отримали неорганічні захисні покриття на основі лужних алюмосилікатних зв'язуючих (далі, лужні алюмосилікатні покриття) для захисту бетону [16]. Такі покриття можуть розглядатись як альтернатива органічним через їх високі сульфато-, хлоридостійкість, стійкість в органічних і неорганічних кислотах тощо [17]. Відомо, що лужні алюмосилікатні покриття характеризуються низькою водонепроникністю [18], високими показниками морозостійкості [19], а також адгезії до різних основ, в тому числі до бетону [20].

Підвищена довговічність і високі захисні властивості лужних алюмосилікатних покриттів до дії агресивних середовищ обумовлені формуванням в складі продуктів реакції новоутворень, які є аналогами природних мінералів типу цеолітів та фельдшпатоїдів [21]. Обмеження транспорту агресивних іонів в структуру бетону внаслідок зв'язування цеолітоподібними матрицями лужного алюмосилікатного зв'язуючого, які формуються, дозволяє прогнозувати ефективність використання покриттів на його основі для забезпечення пасивного стану сталевій арматури.

Основним обмежуючим фактором щодо використання захисних лужних алюмосилікатних покриттів є необхідність тверднення при підвищених температурах ($>40\text{ }^{\circ}\text{C}$) для формування водостійкого штучного каменю, фазовий склад якого представлений цеолітоподібними новоутвореннями [22]. Показано можливість синтезу водостійких цеолітоподібних фаз (жисмондін ($\text{CaSi}_2\text{Al}_2\text{O}_8\cdot 4\text{H}_2\text{O}$), томсоніт ($\text{NaSi}_5\text{Al}_5\text{O}_{20}\cdot 6\text{H}_2\text{O}$), натрієвий ($\text{Na}_6\text{Si}_{27}\text{Al}_{36}\text{O}_{72}\cdot 24\text{H}_2\text{O}$) і калієвий гейландит ($\text{K}_6\text{Si}_{27}\text{Al}_{36}\text{O}_{72}\cdot 24\text{H}_2\text{O}$)) в складі продуктів реакції лужного алюмосилікатного зв'язуючого за нормальних температур ($t=20\pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$) шляхом оптимізації співвідношення оксидів системи $\text{Na}_2\text{O}-\text{K}_2\text{O}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2-\text{H}_2\text{O}$ [23] і використання кальційвміщуючого модифікатора [24]. Формування вказаних новоутворень створює передумови для отримання корозійностійкого штучного каменю [25]. Покриття, розроблене на основі отриманого зв'язуючого, характеризується високими захисними властивостями до дії сульфатних середовищ. Зменшення негативного впливу вказаного середовища на бетон пояснено включенням агресивних SO_4^{2-} -іонів шляхом хемосорбції і хімічного зв'язування цеолітоподібними фазами, які синтезуються, наприклад, нозеан $\text{Na}_8(\text{Al}_6\text{Si}_6\text{O}_{24})(\text{SO}_4)\cdot \text{H}_2\text{O}$, бьякеллаїт $(\text{Na},\text{Ca},\text{K})_8(\text{Si}_6\text{Al}_6\text{O}_{24})(\text{SO}_4)_2(\text{OH})_{0.5}\cdot \text{H}_2\text{O}$, канкрініт $(\text{Na},\text{Ca})_8(\text{Al}_6\text{Si}_6)\text{O}_{24}(\text{CO}_3,\text{SO}_4)_2\cdot 2\text{H}_2\text{O}$ тощо, що супроводжується підвищенням ступеня їх кристалічності [26]. Висока щільність мікроструктури, обумовлена підвищеним вмістом кристалічних цеолітоподібних гідроалюмосилікатів і субмікрокристалічних гідросилікатів кальцію, також є фактором високого опору дифузії агресивних іонів [27].

Наведені дані дозволяють прогнозувати підвищений захист залізобетонних конструкцій від транспорту агресивних іонів в умовах впливу агресивного середовища з комбінацією класів XD3 і XC4 при використанні лужного алюмосилікатного покриття. Реалізація вказаного розвитку структуроутворення передбачає можливість включення до складу сформованих цеолітоподібних мінералів при хемосорбції і хімічному зв'язуванні також Cl^- -іонів з формуванням хлор-вміщуючих фаз, подібних за структурою до Cl^- -шабазіту ($\text{Al}_2\text{CaCl}_2\text{O}_8\text{Si}_2$), Cl^- -содаліту ($\text{Al}_6\text{Cl}_2\text{Na}_8\text{O}_{24}\text{Si}_6$) тощо [28]. Відома здатність цеолітів також до адсорбції CO_3^{2-} -іонів [29]. Це може обумовити обмеження карбонізації бетону навіть в умовах поєднання класів агресивного впливу оточуючого середовища. При цьому, реалістична оцінка ефективності такого рішення потребує застосування методики, яка дає можливість об'єктивно оцінити саме комплексний

вплив вказаних факторів, якому піддається залізобетонна конструкція в реальних умовах експлуатації.

Мета та завдання. Метою роботи є визначення ефективності лужного алюмосилікатного покриття для захисту залізобетонних конструкцій від транспорту іонів Cl^- та CO_3^{2-} при періодичних циклах зволоження в хлор-вміщуючому водному середовищі і висушування при дії вуглекислоти повітря.

Для досягнення мети вирішувалась задача визначення глибини проникнення іонів Cl^- в структуру бетону, захищеного захисним покриттям, залежно від показників якості покриття (міцність зчеплення з основою, коефіцієнт корозійної стійкості), при періодичних циклах зволоження і висушування при природній концентрації CO_3^{2-} -іонів повітря.

Матеріали та методики дослідження.

Лужне алюмосилікатне зв'язуюче загальною формулою $(0.8\text{Na}_2\text{O}+0.2\text{K}_2\text{O})\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 4.5\text{SiO}_2\cdot n\text{H}_2\text{O}$ використано як основу захисних покриттів.

Як основні компоненти лужного алюмосилікатного зв'язуючого використано:

- метакаолін ARGICAL-M 1200S (Франція) (вміст оксидів, %: $\text{CaO} - 0.60$, $\text{SiO}_2 - 55.00$, $\text{Al}_2\text{O}_3 - 39.00$, $\text{Fe}_2\text{O}_3+\text{FeO} - 1.80$, $\text{K}_2\text{O}+\text{N}_2\text{O} - 1.00$; в.п.п. – 1.00 %), пуцолановий індекс – 1247 мг $\text{Ca}(\text{OH})_2/\text{г}$ (Chapelle test), густина – 2400 $\text{кг}/\text{м}^3$; питома поверхня $S_{\text{пит}}$ – 2000 $\text{м}^2/\text{кг}$ (за Блейном);

- натрієве рідке скло, модуль $M_c = 2,8$, густина = 1430 $\text{кг}/\text{м}^3$.

Для коригування складу лужного алюмосилікатного зв'язуючого за основними оксидами використано:

- трепел (Коноплянське родовище, Україна) (вміст оксидів, %: $\text{CaO} - 0.86$, $\text{SiO}_2 - 85.12$, $\text{TiO}_2 - 2.10$, $\text{Al}_2\text{O}_3 - 6.40$, $\text{Fe}_2\text{O}_3+\text{FeO} - 3.25$, $\text{MgO} - 0.98$, $\text{K}_2\text{O}+\text{N}_2\text{O} - 0.69$, $\text{SO}_3 - 0.40$; в.п.п. – 0.20 %), питома поверхня $S_{\text{пит}} = 800 \text{ м}^2/\text{кг}$ (за Блейном);

- розчин гідроксиду калію KOH (CAS 1310-58-3), густина – 1420 $\text{кг}/\text{м}^3$.

В ролі кальційвміщуючої модифікуючої добавки, яка сприяє конденсації рідкого скла за нормальної температури, використано гідроксид кальцію (CAS 1305-62-0).

В якості функціональних добавок (наповнювачі) використано:

- зола-винесення (Ладизинська ТЕЦ, Україна) (вміст оксидів, %: $\text{CaO} - 2.94$, $\text{SiO}_2 - 52.38$, $\text{TiO}_2 - 0.97$, $\text{Al}_2\text{O}_3 - 25.25$, $\text{Fe}_2\text{O}_3 - 13.62$, $\text{MgO} - 2.04$, $\text{K}_2\text{O}+\text{N}_2\text{O} - 0.71$, $\text{SO}_3 - 0.41$; в.п.п. – 1.68 %), фракція $\leq 0,16 \text{ мм}$;

- піски кварцові фракцій 0...0,315 та 0,315...0,63 мм згідно з ДСТУ Б В.2.7-32-95.

Для регулювання технологічних властивостей розчинової суміші (консистенція, відкритий час) використано комплексну добавку, яка містить тринатрійфосфат натрію $\text{Na}_3\text{PO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ (CAS № 7601-54-9) і глюконат натрію (CAS № 527-07-1).

Водоутримувальну здатність при необхідній консистенції розчинової суміші забезпечено добавкою карбоксиметилцелюлози («Gabrosa HV» AkzoNobel, Нідерланди).

Для приготування розчинової суміші при отриманні лужного алюмосилікатного покриття окремо готували рідку та суху частину матеріалу. Рідка частина (лужний розчин) складається з рідкого натрієвого скла і розчину КОН; суха частина – усі сухі компоненти покриття. Після приготування рідкої та сухої частин, їх сумісно перемішували за допомогою змішувача типу HOBART впродовж 3 хв на швидкості 140 хв^{-1} .

Розтічність, термін придатності і водоутримувальна здатність розчинової суміші визначали згідно з ДСТУ Б В.2.7-126:2011.

Міцність на згин і на стиск лужного алюмосилікатного покриття визначали згідно з ДСТУ Б В.2.7-187:2009.

Міцність зчеплення лужного алюмосилікатного покриття з бетонною основою, а також водонепроникність і морозостійкість вказаного покриття визначали згідно з ДСТУ Б В.2.6-181:2011.

Моделювання зміни властивостей лужного алюмосилікатного покриття в реальних умовах експлуатації при періодичному впливі хлор-вміщуючого водного середовища і карбонізації під дією вуглекислоти повітря, тобто при комбінації класів впливу XD3 і XC4, здійснено за запропонованою авторами методикою. Покриття наносили на бокові поверхні зразків дрібнозернистого бетону $40 \times 40 \times 160$ мм (портландцемент:пісок) шаром 3 мм і витримували впродовж 28 діб за умов $t = 20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ та $W = 60 \pm 5 \%$. Після цього, зразки, як захищені покриттям, так і незахищені (для порівняння), витримували в умовах перемінного зволоження (21 год повного занурення в 5 %-му водному розчині NaCl; вміст Cl^- іонів – 30 г/л) і висушування на повітрі (3 год витримання в сушильній шафі при температурі $105 \pm 3 \text{ }^\circ\text{C}$). В контрольний термін (90 циклів зволоження в 5 %-му розчині NaCl і висушування) визначали експлуатаційні властивості покриття (міцність зчеплення з бетонною основою, коефіцієнт корозійної стійкості), а також глибину проникнення (транспорт) Cl^- іонів. Вказаний контрольний термін обрано за аналогією з методикою корозійних

випробувань сталеві арматури в бетоні, викладені в ДСТУ Б В.2.6-181:2011.

Коефіцієнт корозійної стійкості зразків бетону визначали як відношення міцності на згин зразків, які зазнавали дії агресивного середовища впродовж терміну випробування, до міцності на згин аналогів, які зберігали за умов $t = 20 \pm 2$ °C та $W = 60 \pm 5$ %. Враховано, що згідно з ДСТУ Б В.2.7-288:2011 бетони поділяють на нестійкі ($K_{ст} < 0,3$), малостійкі ($0,3 \leq K_{ст} < 0,5$), стійкі ($0,5 \leq K_{ст} < 0,8$) та високостійкі ($K_{ст} \geq 0,8$) в корозійних середовищах.

Глибину проникнення Cl^- -іонів визначали за результатом якісної реакції шляхом розприскування водного розчину $AgNO_3$ (концентрація 0,1 Н) на переріз зразків бетону відразу після розрізання його навіл. Для підтвердження результатів якісної реакції, глибину проникнення вказаних іонів визначали за допомогою методу зондового аналізу на растровому електронному мікроскопі-мікроаналізаторі (REMMA 102-02, SELMI, Україна). В якості зразків для цього методу використано тонкі пластинки, отримані розрізанням бетону в перерізі.

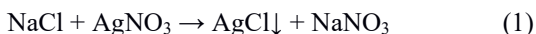
Результати досліджень.

Для досліджень обрано лужне алюмосилікатне покриття, ефективність якого в стаціонарних умовах впливу агресивного сульфатного середовища (концентрація SO_4^{2-} -іонів – 30000 мг/л) показано в роботі [26]. Склад покриття, %: натрієве рідке скло – 23,75, метакаолін – 11,62, гідроксид калію (суха речовина) – 1,11, трепел – 1,04, гідроксид кальцію – 0,81, тринатрійфосфат натрію – 0,96, глюконат натрію – 0,41, карбоксиметилцелюлоза – 0,06, пісок кварцовий фракції 0...0,315 мм – 20,07, пісок кварцовий фракції 0,315...0,63 мм – 23,27, зола-винесення – 13,56.

Визначено технологічні та експлуатаційні властивості покриття; розтічність – 20 см, термін придатності термін придатності – 90 хв, водоутримувальна здатність – 98 %, міцність на згин – 3,7, 6,5 і 8,3 МПа на 2, 7 і 28 добу тверднення, міцність на стиск – 19,8, 37,6 і 42,5 МПа на 2, 7 і 28 добу тверднення, міцність зчеплення з бетонною основою – 1,2 МПа, марка за водонепроникністю W10, марка за морозостійкістю F300.

Досліджено ефективність вказаного покриття щодо запобігання транспорту Cl^- -іонів в структуру бетону в перемінних умовах впливу агресивного середовища з комбінацією класів XD3 і XC4. Згідно результатам якісної реакції після обробки поверхні розчином нітрату срібла ($AgNO_3$) (див. рівняння хімічної реакції 1) глибина проникнення Cl^- -іонів в структуру бетону без покриття після 90 циклів зволоження в 5 %-му розчині NaCl і висушування в середньому становить 8 мм (рис.

1). При нанесенні захисного покриття товщиною 3 мм транспорт іонів в структуру відсутній.



Ефективність покриття для захисту бетону від транспорту агресивних іонів підтверджується також результатами зондового аналізу. Так, вміст Cl^- -іонів на глибині 0,1 мм зразків незахищеного бетону становив 4,19 % (рис. 1), на глибині 10 мм його вміст мінімізований – 0,08 % (рис. 2). Сповільнення транспорту Cl^- -іонів може бути обумовлено їх зв'язуванням цеолітоподібними фазами лужної алюмосилікатної матриці [26]. В свою чергу, зв'язування CO_3^{2-} -іонів за таким самим механізмом також сприяє обмеженню проникнення хлоридів.

Вивчено зміну експлуатаційних властивостей захисного покриття після 90 циклів зволоження в 5 %-му розчині NaCl і висушування. Так, міцність зчеплення покриття з бетонною основою після впливу вказаного агресивного середовища становить 1,1 МПа, що незначно менше (на 8,3 %) порівняно з аналогом, що зберігався впродовж вказаного терміну за умов $t = 20 \pm 2$ °C та $W = 60 \pm 5$ %. Отримані результати корелюють з даними щодо високих адгезивних властивостей лужних алюмосилікатних покриттів навіть в умовах впливу агресивного середовища [16, 26, 27].

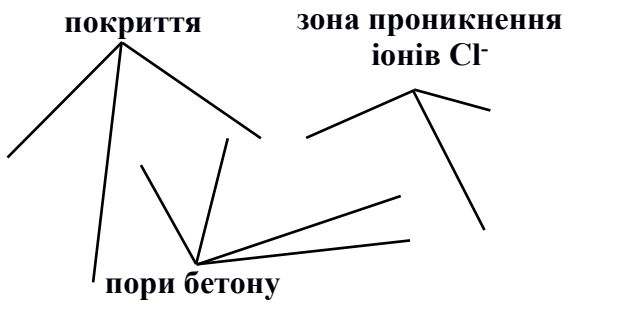


Рис. 1. Фотографії перерізів половинок зразків бетону після розприскування нітрату срібла: з покриттям (ліворуч) і без покриття (праворуч)

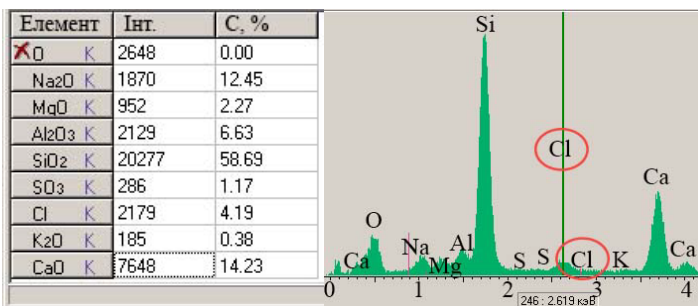


Рис. 2. Зондовий аналіз на глибині 0,1 мм зразку незахищеного бетону після 90 циклів зволоження в 5 %-му розчині NaCl і висушування

В зразках бетону, захищених покриттям товщиною 3 мм, на глибині 0,1 мм вміст Cl⁻ іонів становить 0,0 %, що свідчить про відсутність транспорту при використанні покриття (рис. 3).

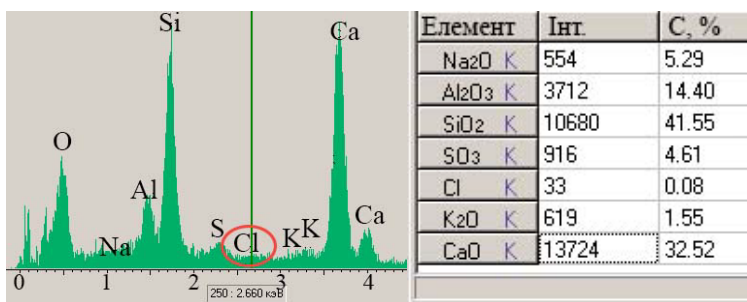


Рис. 3. Зондовий аналіз на глибині 8 мм зразку незахищеного бетону після 90 циклів зволоження в 5 %-му розчині NaCl і висушування

Захист бетону лужним алюмосилікатним покриття призводить до підвищення коефіцієнту корозійної стійкості після 90 циклів зволоження в 5 %-му розчині NaCl і висушування порівняно з незахищеним аналогом з 0,74 до 0,96 (на 30 %). Деградація незахищеного бетонного зразку обумовлена обмінною реакцією хлориду натрію NaCl з порландитом з утворенням хлориду кальцію CaCl₂, що призводить до зменшення основності високоосновних гідросилікатів кальцію як основних структуроутворюючих гідратів в фазовому складі порландцементу [30]. Підвищення корозійної стійкості бетону, захищеного покриття, підтверджує відсутність транспорту Cl⁻ іонів в структуру.

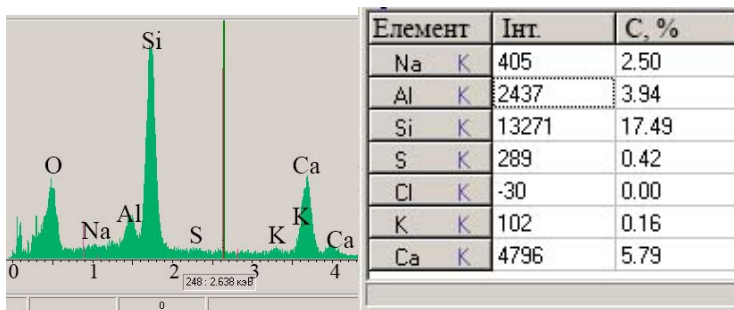


Рис. 4. Зондовий аналіз на глибині 0,1 мм зразку захищеного бетону (товщина покриття – 3.0 мм) після 90 циклів зволоження в 5 %-му розчині NaCl і висушування

Висновки:

1. Доведено ефективність покриття на основі лужного алюмосилікатного зв'язуючого формули $(0,2K_2O+0,8Na_2O) \cdot 4,5SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot nH_2O$ для захисту залізобетонних конструкцій, які функціонують в умовах комплексного впливу агресивних факторів - періодичного впливу хлор-вміщуючого водного середовища і карбонізації під дією вуглекислоти повітря. Запобігання транспорту агресивних іонів (Cl^- , CO_3^{2-}) обумовлює забезпечення пасивного стану сталеві арматури в бетоні, захищеного запропонованим покриттям.

2. Підтверджено збереження адгезивних властивостей лужного алюмосилікатного покриття і підвищення корозійної стійкості захищеного бетону при дії вказаних факторів впливу. Повний захист бетону при відсутності ознак транспорту Cl^- іонів після 90 циклів зволоження в 5 %-му розчині NaCl і висушування при дії вуглекислоти повітря забезпечується при нанесенні покриття товщиною 3 мм.

Подяка. Автори висловлюють подяку за фінансову підтримку роботи, яка виконується в рамках сумісного проекту Наукової ради Литви та Міністерства освіти і науки України «Протидія транспорту агресивних іонів SO_4^{2-} і Cl^- в армованому сталеві арматурою портландцементному бетоні для морського будівництва», код проекту S-LU-22-7.

ВЛИВ ВТОРИННИХ ЗАПОВНЮВАЧІВ НА МІЦНІСТЬ БЕТОНІВ ДЛЯ ОСНОВИ ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ

Кривяков С.О., д.т.н., проф.; **Чистяков А.О.**, асп.
(*Одеська державна академія будівництва та архітектури*)

Використання вторинних продуктів і місцевих матеріалів в конструкціях жорстких дорожніх одягів є важливою задачею, яка зокрема сформульована у ГБН В.2.3-37641918-557:2016.

З кожним роком все більш актуальною проблемою стає використання і переробка залишків демонтованих будівель і споруд, зокрема залізобетонних конструкцій та цегли [1]. Для України ця задача стоїть ще гостріше через наявність значних руйнувань, спричинених бойовими діями.

Бетони на вторинних заповнювачах мають гарну перспективу застосування в основах дорожніх одягів [2]. Жорстка основа призначена для зниження тиску на ґрунт земляного полотна шляхом перерозподілу зусилля від коліс автомобілів на більшу площу. Вимоги до міцності та морозостійкості бетонів основ дорожнього одягу є відносно не високими. Наприклад згідно ДБН В.2.3-4:2015 «Автомобільні дороги» мінімальний проектний клас (марка) бетону за міцністю на розтяг при згині має бути не менш 0,8 (1 МПа) а морозостійкість залежно від середньомісячної температури найбільш холодного місяця F25 або F50. Відповідно такого рівня вимоги досить легко досягнути попри порівняно низьку якість та однорідність вторинного заповнювача.

В експерименті було порівняно властивості бетонів з різними типами крупного заповнювача фракції 8-16 мм: гранітного річкового гравію (насипна густина $\rho_n=1570$ кг/м³), вторинного щебеню з перероблених залізобетонних конструкцій ($\rho_n=1260$ кг/м³), вторинного щебеню з переробленої цегляної кладки ($\rho_n=1150$ кг/м³). Крім того використовувалося три типу пісків фракції 0-4 мм: кварцовий ($\rho_n=1935$ кг/м³), вторинний пісок з перероблених залізобетонних конструкцій ($\rho_n=1500$ кг/м³), вторинний пісок з переробленої цегляної кладки ($\rho_n=1375$ кг/м³).

В першій партії зразків (індекс «а») кількість портландцементу складала 300 кг/м³, в другій партії (індекс «б») – 350 кг/м³. Всі бетони модифікувалися суперпластифікатором полікарбоксилатного типу Soudal Soudaplast чеського виробництва. Рухомість всіх сумішей була рівною S1 (ОК=2-3 см) що відповідає найбільш розповсюдженим вимогам до сумішей при влаштуванні жорсткої основи дорожнього одягу.

Склади досліджених бетонів наведені у таблиці 1.

Таблиця 1

Склади досліджених бетонів для основ дорожнього одягу

№	Цемент (кг/м ³)	Крупний заповнювач, тип (кг/м ³)	Пісок, тип (кг/м ³)	Добавка (кг/м ³)	Вода (л/м ³)	В/Ц
1a	300	гранітний гравій, 1245	кварцовий, 735	3	132	0,440
2a		вторинний з з/б конструкт. 1100			142	0,473
3a		вторинний з цегляної кладки, 980			180	0,600
4a		вторинний з з/б конструкт. 1100	вторинний з з/б констр. 665		169	0,563
5a		вторинний з цегляної кладки, 980	вторинний з цегляної кладки, 580		231	0,770
1b	350	гранітний гравій, 1230	кварцовий, 695	3,5	144	0,411
2b		вторинний з з/б конструкт. 1085			146	0,417
3b		вторинний з цегляної кладки, 965			192	0,549
4b		вторинний з з/б конструкт. 1085	вторинний з з/б констр. 625		174	0,497
5b		вторинний з цегляної кладки, 965	вторинний з цегляної кладки, 530		242	0,691

Відомості щодо середньої густини та міцність на стиск досліджених бетонів у віці 3х і 28ми діб наведені у таблиці 2.

Аналіз наведений даних показує, що бетони на гранітному річковому гравії очікувано мали найбільшу середню густину. При використанні вторинного щебеню з меншою густиною середня густина композиту знижувалась, відповідно одночасне використання вторинного піску викликало додаткове зниження середньої густини бетону. Бетони на основі щебеню і піску з цегляної кладки характеризувалися середньою густиною 2015-2030 кг/м³, що знаходиться на рівні мінімальної для важких бетонів.

Таблиця 2

Властивості досліджених бетонів для основ дорожнього одягу

№	Середня густина, кг/м ³	Міцність на стик у віці 3х діб, МПа	Міцність на стик у віці 28ми діб, МПа
1a	2369	12,21	23,88
2a	2303	14,78	25,35
3a	2171	8,28	16,88
4a	2214	10,40	20,27
5a	2015	4,39	10,95
1b	2373	14,21	29,57
2b	2298	17,97	32,07
3b	2164	11,70	24,85
4b	2224	13,85	22,40
5b	2030	6,39	16,07

Проте міцність бетону на основі вторинного щебеню з перероблених залізобетонних конструкцій та кварцового піску була вища за міцність бетону на гранітному гравії попри меншу середню густину. Це пояснюється насамперед кращою адгезією розчинної частини бетону до поверхні заповнювача [3].

При використанні щебеню з переробленої цегляної кладки міцність бетону суттєво знижується, що пояснюється саме якістю даного заповнювача. Відповідно склади 5a і 5b де одночасно застосовано і крупний і дрібний заповнювач з переробленої цегляної кладки характеризуються найменшою міцністю серед всіх досліджених бетонів. Проте при більшому дозуванні цементу навіть такі бетони потенційно можуть бути використані для основ автомобільних доріг, що має важливе економічне і екологічне значення.

В цілому як показують проведені дослідження, вторинний щебінь та пісок можуть ефективно застосовуватися в бетонах основи жорсткого дорожнього одягу при забезпеченні необхідної морозостійкості матеріалу.

Література

1. Guignot S., Touze S., Von der Weid F., Menard Ya., Villeneuve J. Recycling construction and demolition wastes as building materials. A life cycle assessment. Journal of industrial ecology. 2015, Volume 19, Issue 6, pp. 1030-1043
2. Kroviakov S.O., Chystiakov A.O., Bershadskyi A.O., Shevchenko T.I. Concretes on secondary crushed stone as a promising material for the rigid pavement base. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2022, №87, С.85-91
3. Мішутін А.В. Кровьяков С.О. Полторапавлов А.О. Застосування пористих заповнювачів у бетонах для транспортних споруд. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. 2016, Вип. 98. С. 145-155

ОСОБЛИВОСТІ ВИКОНАННЯ РЕМОНТНИХ РОБІТ З ЛІКВІДАЦІЇ ЯМКОВОСТІ

Кущман О.М., к.т.н.; Баран С.А., к.т.н.; Гринчак А.І., асп.
(Національний транспортний університет)

Автомобільна дорога, як будь-яка інша інженерна споруда, розрахована на певний термін служби, на протязі якого вона піддається впливу від дії транспорту і погодно-кліматичних факторів (волога, температура). Самим першим і найбільш незахищеним її елементом є асфальтобетонне покриття. Внаслідок навантажень, а часом і перевантажень, зносу і старіння матеріалів покриття, а іноді і не дуже високої початкової їх якості на ньому з часом виникають дефекти, деформації і руйнування (лущення, викришування, нерівності, тріщини, вибоїни, ями, слизькість та ін.).

Найрозповсюдженишим методом ліквідації ямковості дорожнього покриття є ямковий (аварійний) ремонт.

Ямковий ремонт дорожнього покриття здійснюється різними методами, засобами і матеріалами, які визначають якість, термін служби і вартість, тобто ефективність таких ремонтних робіт. Головна мета цих робіт – забезпечити на дорозі, що експлуатується безперервні, безпечні й зручні умови руху транспортних засобів та пішоходів вулицями і дорогами.

Вибір технології виконання ремонтних робіт з ліквідації ямковості дорожнього покриття міських вулиць і доріг слід здійснювати з урахуванням категорій вулиць і доріг, режиму руху в залежності від ступеня завантаження дороги автомобілями, стану дорожнього покриття, виду і об'ємів пошкоджень існуючого покриття, терміну експлуатації покриття після капітального та середнього ремонтів, типу ремонту за технологією виконання виду дефекту (рис. 1).

Як правило, ремонтні роботи на покритті виконуються частіше за все весною за температури не нижче $+5^{\circ}\text{C}$ і сухої погоди. Але досить часто виникає потреба у виконанні робіт з термінового усунення ситуацій, які загрожують безпечному руху транспортних засобів і виникли не прогнозовано у процесі експлуатації міських вулиць і доріг, за складних погодних умов у осінньо-зимово-весняний період (рис.2).

Вибір матеріалів та технології виконання робіт здійснюється на основі техніко-економічного обґрунтування з використанням порівняння їх варіантів, доступних для реалізації.

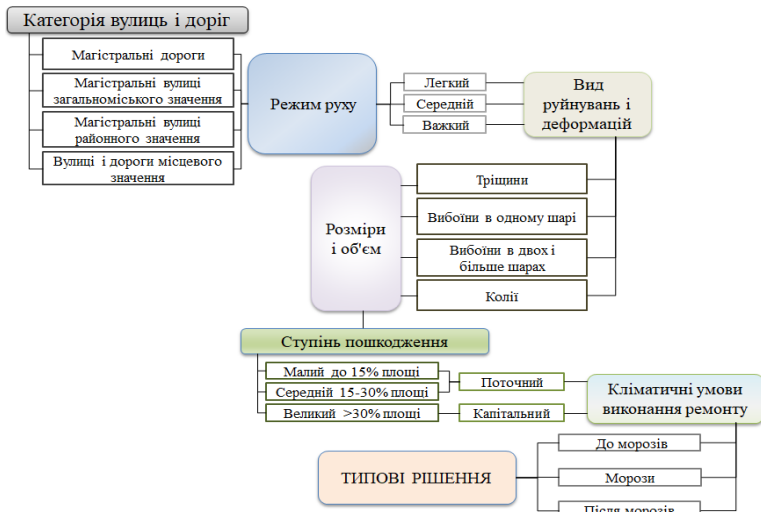


Рис. 1. Схема вибору видів інженерних рішень для виконання ремонтних з ліквідації ямковості дорожнього покриття міських вулиць і доріг



Рис. 2. Виконання робіт з ліквідації ямковості в осінньо-зимово-весняний період у Дарницькому р-ні м. Києва (2022-2023)

Ремонтні роботи в осінньо-зимово-весняний період при відповідному обґрунтуванні можуть виконуватися за сухої погоди при середньодобовій температурі повітря до мінус 5°C при використанні асфальтобетонних сумішей згідно з ДСТУ Б В.2.7-119:2011 «Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон дорожній та аеродромний. Технічні умови» та ДСТУ 8959:2019 «Асфальтобетонні суміші та асфальтобетон дорожні на основі бітумів, модифікованих полімерами. Технічні умови»

за умов дотримання вимог ГБН В.2.3-218-547:2010 «Влаштування асфальтобетонних шарів дорожнього одягу при низьких температурах». При середньодобовій температурі повітря не нижче -10°C роботи з дрібного поточного ремонту згідно з «Технічних правил ремонту і утримання вулиць та доріг населених пунктів» можуть бути проведені при відповідному обґрунтуванні у суху погоду із застосуванням литих асфальтобетонних сумішей.

Для проведення ремонтних робіт з ліквідації ямковості в осінньо-зимово-весняний період передбачається використання традиційних холодних асфальтобетонних сумішей та спеціальних сумішей для ремонту, що пропонуються різними виробниками на ринку будівельних матеріалів України, а також литих гарячих асфальтобетонних сумішей.

Згідно з ДСТУ-Н Б В.3.2-5:2016 «Настанова з ліквідації вибоїн покриття нежорсткого дорожнього одягу автомобільних доріг» для проведення аварійного ремонту у холодний період року передбачено застосування таких груп матеріалів:

Група I – гарячі асфальтобетонні суміші;

Група II – холодні асфальтобетонні суміші;

Група III – литі асфальтобетонні суміші;

Група IV – бітумомінеральні суміші (гарячі та холодні);

Група V – матеріали, що застосовують при пневмо-струменевому методі ремонту;

Група VI – суміші з асфальтогранулятом;

Група VII – матеріали, що застосовують при ремонті методом просочення.

Гарячі асфальтобетонні суміші (група I) та литі асфальтобетонні суміші (група III) рекомендується застосовувати при виконанні робіт з ліквідації вибоїн покриттів на вулицях і дорогах з важким та середнім рухом.

Холодні асфальтобетонні суміші (група II), бітумомінеральні суміші (холодні) (група IV), суміші з асфальтогранулятом (група VI) використовують при виконанні робіт з ліквідації вибоїн покриття переважно при температурі повітря від 5°C до мінус 10°C та при підвищеній вологості повітря.

Матеріали, що застосовують при пневмо-струменевому методі ремонту (група V) використовують для ліквідації вибоїн покриттів при температурі повітря не нижче ніж 5°C .

Застосування матеріалів групи I при здійсненні робіт з ліквідації вибоїн покриттів передбачається виконувати в один шар при глибині вибоїн до 70 мм, матеріалів груп II, III, IV, V, VI в один шар при глибині – до 50 мм, матеріалів групи VII в один шар при глибині – до 100 мм;

при більших глибинах – в два шари. Нижній шар влаштовується з матеріалів груп I, VI, VII та щебеневих матеріалів, що укладаються методом заклинювання. Верхній шар влаштовується з матеріалів усіх груп. При цьому склад, структура і властивості ремонтного матеріалу, по можливості, повинні бути максимально подібними до складу, структури і властивостей матеріалу існуючого покриття, задля забезпечення однакових фізико-механічних і теплофізичних параметрів покриття.

Для виконання аварійних робіт з ліквідації вибоїн покриттів в холодну пору року з використанням холодних сумішей (група II) застосовують технологічні операції, аналогічні технологічним операціям ямкового ремонту асфальтобетонних покриттів з використанням гарячих асфальтобетонних сумішей (група I).

При виконанні аварійних робіт з ліквідації вибоїн зі застосуванням матеріалів групи IV використовують суміші вологі органічно-мінеральні дорожні, холодні бітумомінеральні ремонтні суміші тривалого зберігання та холодні бітумомінеральні ремонтні суміші, що зберігаються до застосування в теплих приміщеннях або попередньо розігріваються.

Для ліквідації локальних вибоїн покриттів при пневмо-струменевому методі ремонту застосовують щебінь (група V) фракцій: < 2,0 до 5,0 мм; < 5,0 до 10,0 мм; < 10,0 до 15,0 мм.

При виконанні робіт з ліквідації вибоїн покриттів полегшеного типу методом просочення (група VII) застосовують щебеневі матеріали і бітумні в'язучі (бітум та бітумну емульсію), які заповнюють простір між зернами щебеневого матеріалу безпосередньо у вибоїні. Для досягнення максимальної щільності заповнення вибоїни та зменшення об'єму пустот застосовують щебінь фракцій (20 - 40) мм, (10 - 20) мм і (5-10) мм. З метою зменшення витрат бітуму, покращення зчепленості в'язучого з мінеральними матеріалами доцільно застосовувати щебінь оброблений органічним в'язучим в кількості (1 – 2) % по масі.

Матеріали для робіт з ліквідації вибоїн покриттів повинні забезпечувати задані показники щільності, міцності і коефіцієнта зчеплення покриття в місцях ремонту і вибиратись із врахуванням інтенсивності та складу руху транспорту, в залежності від типу дорожнього одягу, об'єму робіт, термінів ліквідації вибоїн, економічної доцільності, дорожньо-кліматичних умов на час проведення робіт та оперативності відкриття руху транспорту в місцях ремонту.

ВИКОРИСТАННЯ ЦЕМЕНТОБЕТОННИХ ПОКРИТТІВ ДЛЯ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

Лаліна О.І., к.т.н., доц.; **Мороз К.О.**, к.т.н., доц.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Низька якість автомобільних дороги - це втрата часу, аварії, знос автомобілів, подорожчання перевезень, зростання споживання палива і навантаження на екологію. Бетонні магістралі - хороший спосіб забезпечити якість дороги на тривалий період. Однак замість кожного кілометра бетонної дороги можна побудувати 1,8 кілометра дороги з асфальтовим покриттям. За планами інженерів нацистської Німеччини будівництво першого бетонного автобана на території України планували ще в 1940-1941 роках. Проте в інших частинах Європи вони встигли побудувати 3100 кілометрів доріг з бетонним покриттям, якими і досі користуються в Німеччині, Польщі, Данії та Австрії. Від того часу цементобетонні дороги набули широкого поширення.

Найбільшого поширення бетонні дороги (понад 60%) в США. В Німеччині має близько 40% бетонних доріг, в Японії – 30%. Що стосується більшої частини Європи, то тут бетонні дороги зустрічаються не так часто: досвід в будівництві та утриманні асфальтового полотна дозволяє замислюватися про альтернативні варіанти у виняткових випадках.

Серед переваг бетонного дорожнього покриття за даними компанії Heidelberg Cement AG термін служби в порівнянні з асфальтовим покриттям, і складає в півтора 2,5 рази більше. Деякі ділянки легко витримують без капітального ремонту по 30-40 років. Бетонні дороги не так сприйнятливі до важкого транспорту. Відсутність прогину від дії коліс вантажівок запобігає деформаціям та не позначається на якості покриття. Вартість будівництва цементобетонних доріг вище ніж асфальтобетонних, але їх потрібно рідше ремонтувати, а значить експлуатація обійдеться дешевше., витрати на будівництво і експлуатацію зрівнюються протягом 10 років, а далі цементна дорога буде вигідніше. Позитивний ефект від бетонних доріг для економіки різноманітний: знижується імпорт бітуму, зростає попит на вітчизняний цемент, падає споживання палива, знижуються витрати на освітлення доріг через крашу відбивної здатності бетону.

Непрямым економічним ефектом є менші витрати палива автомобілями при русі бетонними дорогами. Ефект стає помітним, не в масштабах окремого транспортного засобу, а країни в цілому. Наприклад, за даними Світового Банку, реалізація проекту

реконструкції дороги М-06 з використанням цементобетонного покриття між Полтавою і Харковом позитивно вплинула на 4,4 мільйона чоловік

Серед недоліків частіше визначають високу ціну. Через складну підготовки ґрунту і високу вартість компонентів полотна, ціна кілометра бетонної дороги в США становить на 80-85% більше, ніж в разі дороги з асфальтовим покриттям.

Через 8-10 років сума на утримання асфальтової дороги зрівнює її вартість з бетонним аналогом. Однак, в Україні 90% всіх доріг потребують відновлення. За умови довгострокових кредитів позитивний економічний ефект економії на утриманні бетонного покриття настане ще в період виплати суми і відсотків. Доцільність таких механізмів кредитування через високу вартість ресурсів на тривалий термін потребує додаткових розрахунків.

В Україні, рішенням масового переходу на бетонні дороги ускладнюється відсутністю бетону відповідних марок в необхідному обсязі. Українські виробники вкрай мало працюють з такими марками, які використовуються при будівництві доріг. При відсутності необхідної локальної сировинної бази вартість кілометра бетонної дороги складе не 1,8х ціни кілометра асфальтового полотна, а все 2,4х-2,6х через необхідність доставляти бетон. Повномасштабна заміна бетонних плит при капітальному ремонті також збільшує вартість бетонних покриттів. З цементом теж проблем немає. Цементна галузь України була приватизована, і більшість підприємств належать великим міжнародним компаніям, які модернізували виробництво. За оцінкою профільної асоціації Укрцемент, вільні потужності підприємств дозволяють швидко наростити випуск цементу на 4,3 мільйона тонн, а потенційно - вдвічі від теперішніх 8,9 мільйона тонн. Це нові робочі місця та додатковий економічний ефект.

Ще один недолік автомобільних доріг – звуковий дискомфорт шум, що виникає від руху транспортних засобів, причиною якого є структура покриття і стики між плитами, проїжджаючи які, автомобіль отримує також невелику вертикальну розкачку. Уникнути звуковий дискомфорт можливо при використанні поверх бетонного покриття 7-8-сантиметрового шару асфальтобетону. При цьому зростає вартість покриття, а також з'являються проблеми, що пов'язані з утриманням асфальтобетонного покриття.

Не зважаючи на недоліки, будівництво бетонних магістралей - дійсно хороший спосіб забезпечити стабільну якість дорожнього полотна на тривалий період часу.

З урахуванням зносостійкості, довговічності і стійкості до високих температур, бетонні дороги треба будувати на найбільш завантажених напрямках, на півдні України, на під'їздах до портів. Спираючись на прогнози зростання перевезень зернових, Укрзалізниця електрифікує і розширює під'їзди до портів

Актуальним стає питання визначення шляхів підвищення якості бетонів для будівництва дорожнього одягу. Завдання полягає у виборі і застосуванні таких технологічних чинників, при яких максимально використовувалися б в'язучі властивості цементу при його мінімальній витраті з оптимізацією кількості компонентів, що входять до складу бетону. При цьому передбачається збереження існуючого устаткування для виготовлення виробів і конструкцій з бетонних сумішей.

Отримання цементних бетонів з оптимальною структурою і заданими властивостями стримується, головним чином, обмеженими можливостями традиційної технології виготовлення цих матеріалів.

Високофункціональні бетони, що готуються з жорстких сумішей з обмеженим водозмістом, мають міцність на стискування у віці 2 сут 30-50 МПа, у віці 28 сут - 60-150 МПа, морозостійкість F600 і більше, водонепроникність W12 і вище, водопоглинання менше 1-2% по масі, стираність не більше 0Б3-0Б4 г/см², регульовані показники деформативності, у тому числі з компенсацією усадки у віці 14-28 сут природного тверднення та великим терміном служби.

Складовими нових бетонів служать відомі компоненти, цемент, заповнювачі, активні мінеральні добавки. Проте істотно міняється рецептура, встановлені нові закономірності в прояві властивостей, розроблені нові методики дослідження.

Прогрес віднесений, на думку фахівців, в основному за рахунок добавок, здатних радикально змінювати властивості бетонних сумішей і бетону через модифікування структури матеріалів.

У основі різкої зміни властивостей бетону лежать складні колоїдно-хімічні і фізичні процеси, що відбуваються у цементній системі, які піддаються дії модифікаторів і відбиваються на реології і однорідності сумішей, фазовому складі, пористості, міцності і довговічності цементного каменю.

Використання добавок дозволяє напрямлено міняти реологію сумішей на стадії перемішування і формування, впливати на процеси структуроутворення, модифікувати наповнювачів, підвищувати гідрофобність і довговічність готових виробів. Особливого значення добавки набувають при рішенні завдань зниження матеріаломісткості виробів і конструкцій. Зменшення енергоємності технологічних процесів за рахунок добавок досягається як на стадії приготування

технологічних сумішей і формування виробів з них (при створенні оптимальних характеристик реологій сумішей), так і на стадії перехідних процесів без збільшення часу їх протікання за рахунок прискорення структуроутворення.

За результатами проведеного огляду була сформульована мета дослідження - аналіз ефективності використання добавок в технології виготовлення цементобетонних покриттів, та завдання дослідження:

- визначити шляхи підвищення якості бетону;
- виділити ефективні добавки і вибрати методику їх дослідження;
- показати можливості отримання високоміцних бетонів;
- визначити шляхи прискорення тверднення бетону.

Проведена практична оцінка впливу добавок "Релаксол" на технологічні характеристики бетонної суміші і міцність бетону, показала їх високу ефективність стосовно різних технологічних цілей. Таким чином, для активізації тверднення бетону доцільно використати комплексні хімічні добавки.

Ефективність добавки оцінювалася при рішенні трьох типів оптимізаційних завдань. З урахуванням особливостей впливу добавки на тверднучу систему оцінка ефективності бетонів велася при рішенні трьох актуальних завдань:

- максимізація міцності бетону в ранні терміни тверднення для інтенсифікації технологічних процесів в монолітному будівництві;
- отримання заданої міцності при мінімумі витрат цементу і енергії при виробництві збірного залізобетону і монолітному будівництві;
- забезпечення комплексу властивостей суміші і затверділого бетону.

Експерименти проведені по симетричному трьохфакторному D-оптимальному плану В3, що передбачають реалізацію 15-досвідчених точок. У серіях експериментів змінювалися рівні чотирьох рецептурно-технологічних чинників.

В якості першого рецептурного чинника розглядалася змінна концентрація модифікатора ($D_c = X_1 = 0,5 \pm 0,5\%$ від маси терпкого). При цьому рівень " $x_1 = -1$ " відповідає тільки звичайному цементу (без комплексної добавки, $D = 0\%$).

Зміст цементу визначає зміну міцності і матеріаломісткість бетону (його необхідно було мінімізувати). Витрата цементу змінювалася в межах ($C = X_2 = 450 \pm 100$ кг/м³); це дозволило розширити діапазон міцності і досліджувати бетони класів В10-В40 (з урахуванням загальноприйнятого "середнього" коефіцієнта варіації $V = 13\%$).

Як технологічний чинник прийнята рухливість бетонною суміші ($O_KI = X_3 = 9 \pm 5$ см опади стандартного конуса). Цей показник,

що характеризує якість суміші, доцільно максимізувати для зниження інтенсивності вібраційних дій при виробництві виробів і конструкцій.

На мал. 3.11. показана зміна в часі міцності бездобавочного бетону (крива позначена точками) і бетону, що містить 1% добавки "Релаксол", введеної з водою. Міцність модифікованого складу в усі терміни випробувань більша, ніж у еталону. Максимальний рівень критерію приросту міцності $D_0=4,2$ визначається третьою добою тверднення бетону.

Оптимальна змінна концентрація описується формулою:

$$x_{1opt}=0,327+0,163x_2; 0,167 \leq x_{1opt} \leq 0,49, \quad (1)$$

Вона визначає зміну оптимальної концентрації добавки під впливом чинників складу бетону цементі в межах $D_c=0,52.0,8$ %.

Подальший аналіз включав зіставлення ефектів індивідуального впливу регулюючих чинників. При цьому оцінка велася за принципом "контрастності" показників, запропонованим в [27] для дослідження нових композиційних матеріалів. В даному випадку цей принцип визначає дослідження в умовах отримання "маломіцних" і "високоміцних" бетонів (область мінімуму і максимуму R) для конкретних періодів тверднення. Площа між кривими R_{max} і R_{min} , характеризує діапазон коливань властивостей при переході від "хорошої" до "поганої" технології в умовах регулювання одним з чинників.

По-перше, в початкові терміни тверднення ефект від введення добавки в цемент.

По-друге, діапазон оптимальної концентрації добавки означається часом тверднення бетону; він також залежить від рівнів рецептурно-технологічних чинників.

По-третє, можливе отримання таких бетонів з добавкою, які в ранньому віці аналогічні по міцності бетонам на звичайному цементі пізнішого віку; це стає край важливим при розробці інтенсивних технологій виробництва конструкцій покриттів.

Виявлена можливість істотного підвищення міцності бетону за рахунок використання добавки в ранні терміни тверднення. Максимальний ефект досягається в ранній період тверднення бетону, що дозволяє скоротити ті, що строки твердіння покриття, підвищити удобоукладаємість суміші без втрати міцності бетону, що дає можливість його використання в дорожніх покриттях.

МОНІТОРІНГ ВЛАШТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ ПАЛЬ- ОБОЛОНОК МОРСЬКОГО ПРИЧАЛУ

Митинський В.М., к.т.н., доц.; **Новський О.В.**, к.т.н., проф.;
Сушицька Т.А.
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Проектом двостороннього пірсу причалу № 10а/11а морського торгового порту м. Чорноморська було передбачено застосування паль оболонок із металевих труб довжиною 35,0...42,7м. Будівництво проводилось з акваторії моря з використанням барж в якості технологічних майданчиків, які маневрували за допомогою буксирів. Занурення кожної палі виконувалось в два етапи. На першому етапі - віброразнурювачем «Dieseko PVE 40VM» до моменту, коли починалось значне зниження швидкості занурення, на другому - гідромолотом «PVE 14/16 NL» з масою ударної частини 16т.

Інженерно-геологічними вишукуваннями встановлено значну мінливість нашарування відкладів, як по глибині, так і в плані, а територія в цілому може бути віднесена до категорії «непридатних» для будівництва. В геологічній будові району проєктованого будівництва приймають участь неогенові відкладення верхнеміоценового підвідділу сарматського та меотичного горизонтів, які представлені глинистими ґрунтами від м'яко пластичної до твердої консистенції з лінзами пілуватих пісків насичених водою, що залягають спорадично, та прошарками вапняків. На розмитій поверхні корінних ґрунтів залягають четвертинні алювіально-лиманні відкладення, які представлені великоуламковими і черепашковими ґрунтами, пісками, глинистими ґрунтами від твердої до текучопластичної консистенції та мулом.

В таких умовах проєктом було передбачено проведення випробувань паль статичними навантаженнями на кожній опорі, що склало більш ніж 20 паль. Прийнятий поточний метод будівництва, який мав забезпечити здачу об'єкта в установлений строк, не дозволяв з врахуванням затрат часу на відпочинок паль, наявності обладнання і достатньої його кількості для одночасного використання (силових балок, домкратів, вимірювальних приладів) виконати випробування статичними навантаженнями всіх запланованих паль.

Розроблений комплексний підхід до проведення контрольних випробувань паль, який включав проведення випробувань в два етапи, дозволив забезпечити постійний контроль надійності якості їх влаштування. На перших опорах пірсу було виконано випробування паль статичними навантаженнями. В подальшому, після відпочинку,

виконувалось їх повторне випробування динамічними навантаженнями. Отримані результати і їх аналіз дозволили обґрунтувати можливість заміни на подальших опорах випробування паль статичними навантаженнями на динамічні випробування.

Добивання паль після відпочинку при випробуванні динамічними навантаженнями виконували гідромолотом «PVE 14/16 NL», якій використовувався для їх занурення. Добивання паль виконували послідовно спочатку за 3, потім за 5 ударів.

Окреме значення граничного опору F_u , за даними занурення паль при фактичних залишкових відмовах $S_a > 0,002\text{м}$ (0,2см), отриманих при їх випробуванні динамічними навантаженнями визначали згідно рекомендованої нормами формули.

$$F_u = \frac{\eta \cdot A \cdot M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot E_d}{\eta \cdot A \cdot S_a} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right]$$

де: η - коефіцієнт, значення якого рекомендується приймати по таблиці 1 [5] в залежності від матеріалу палі, $\kappa\text{Н}/\text{м}^2$;

A - площа перерізу стовбура палі, м^2 ;

M - коефіцієнт, значення якого залежить від виду ґрунту, в якому зупинений нижній кінець палі;

E_d - розрахункова енергія удару молота, $E_d = G(H-h)$;

де: G - вага ударної частини молота, $G = 160\kappa\text{Н}$;

H - висота падіння молота, $H = 1,1\text{м}$;

h - для трубчастого молота, $h = 0,3\text{м}$;

$E_d = 160 \cdot (1,1 - 0,3) = 128\kappa\text{Дж}$;

ε^2 - коефіцієнт. $\varepsilon^2 = 0,2$;

s_a - фактична залишкова відмова від одного удару, м ;

m_1 - маса молота, $m_1 = 24,0\text{т}$;

m_2 - маса палі і наголовника, т ;

$m_3 = 0$ - маса підбабка;

m_4 - маса ударної частини молота, $m_4 = 16\text{т}$.

По результатам аналізу отриманих даних результатів випробувань паль динамічними навантаженнями і їх порівняння з результатами випробувань статичними навантаженнями визначено, що для отримання величин допустимих розрахункових навантажень на палю, близьких до визначених за результатами статичних випробувань, потрібне корегування значень коефіцієнтів η і M , які враховують відповідно матеріал палі і ґрунтові умови розташування її нижнього

кінця. Необхідність корегування вищенаведених коефіцієнтів обумовлено особливістю як інженерно-геологічних умов ґрунтів основи, так і конструкцій паль. Ґрунти основи характеризуються значною неоднорідністю нашарувань кожна із паль перерізає напластування, що мають різну потужність. В процесі занурення палі їх нутряна порожнина заповнюється ґрунтом, який під дією тертя о нутряню стінку ущільнюється. Крім того для паль-оболонок робота нижнього кінця в значній мірі залежить від ступені ущільнення ґрунту, що заповнює порожнину в кінцевій частині палі. А цей процес є складним в неоднорідних ґрунтах і крім того на щільність в значній мірі впливає величина абсолютного діаметра палі. Особливістю випробуваних паль є те, що вони заповнюється ґрунтом частково - з рівня дна, а ступінь ущільнення ґрунту в нутрянній порожнині палі залежить як від її діаметра, так від виду і характеристик ґрунтів, які вона перерізає. Для призматичних залізобетонних паль на основі узагальнення досвіду сумісних випробувань динамічними і статичними методами ці коефіцієнти встановлені. Для металевих паль-оболонок, які занурюються в акваторії моря, рекомендації по прийняттю значень вказаних вище коефіцієнтів відсутні і їх визначали експериментально.

На рядових опорах на другому етапі були виконані динамічними навантаженнями паль діаметром 1220мм, всього 13 паль. Несуча здатність паль визначалась з використанням визначених на першому етапі випробувань коефіцієнтів, які приймались $\eta=2500 \text{ кН/м}^2$, $M=1,0$ – коли нижній кінець палі зупинявся в глинистих ґрунтах і $M=1,6$ – коли в пісках. Отримані дані для всіх випробувальних паль, крім однієї, підтвердили прийняте в проекті розрахункове навантаження на палі.

Висновки

1. Визначено коефіцієнти, при застосуванні яких результати випробувань паль динамічними навантаженнями корелюються з результатами випробувань статичними навантаженнями, що дозволило на подальших ділянках будівництва пірсу проводити для паль діаметром 1220мм випробування динамічними навантаженнями.

2. Поповнювана база результатів випробувань паль статичними і динамічними навантаженнями в аналогічних складних інженерно-геологічних умовах може послужити основою коригування прийнятих нормативних розрахункових коефіцієнтів, а також ефективної оптимізації проектних рішень палевих фундаментів.

ДОВГОВІЧНІСТЬ ДОРОЖНЬОГО БЕТОНУ

Мішутін А.В., д.т.н., проф.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

На дорожні покриття одночасно впливають декілька експлуатаційних і кліматичних факторів. Це зміна температури, циклічне заморожування та відтавання, зволоження та висушування, вплив солей, навантаження і динамічний вплив від транспорту. Кількість циклів заморожування і відтаювання покриттів може бути значно більшою за кількість переходів температури повітря через 0°C . В матеріалі жорсткого дорожнього одягу також існують значні градієнти вологості та температури по висоті конструкції. В таких умовах основними показниками якості, що забезпечують довговічність бетонів жорстких дорожніх покриттів є морозостійкість, зносостійкість, водонепроникність і тріщиностійкість.

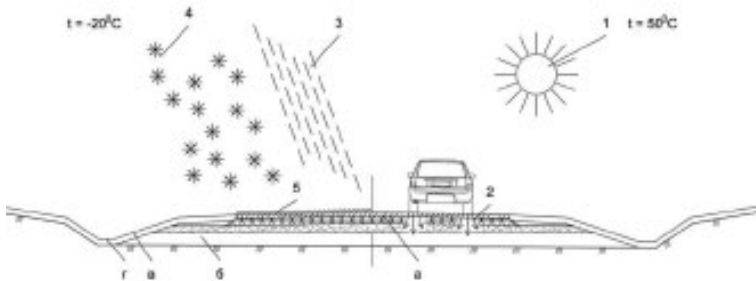


Рис.1. Вплив експлуатаційних факторів на дорожні покриття
а – дорожнє покриття; б – земляне полотно; в – відкоси; г – кювети; 1 – вплив температура $-20..+50^{\circ}\text{C}$; 2 – навантаження від автотранспорту; 3 – дощ; 4 – сніг; 5 – сольові інгредієнти

Вартість експлуатації доріг з жорсткими покриттями з врахуванням витрат на поточні і капітальні ремонти є набагато нижчою за вартість асфальтобетонних. На дорогах нормативний строк експлуатації центобетонного дорожнього одягу між капітальними ремонтами складає 21 рік, одягу з ЩМА – 12..14 років, з асфальтобетонного – 10..12 років. У США залежно від розрахункової інтенсивності руху нормативна довговічність центобетонних покриттів складає від 20 до 40 років. В середньому через 9..12 років сумарні витрати на будівництво і експлуатацію доріг з асфальтобетонним і цементобетонним покриттям

стають рівними, відповідно в подальшому експлуатація дороги з жорстким покриттям стає вигіднішою. Жорсткі дорожні покриття є більш економічним рішенням для довговічних дорожніх одягів, навіть якщо капітальні витрати на їх влаштування відчутно вищі.

Вибір оптимальних складів фібробетонів жорстких дорожніх покриттів проводиться з використанням комплексу отриманих у процесі досліджень та ЕС-моделей, що описують вплив складу на властивості композиту.

Вимоги до бетонів:

- міцність на стиск $f_{cm} \geq 50$ МПа. Така міцність при найбільш розповсюджені рівні коефіцієнта варіації для бетонних заводів України забезпечує клас бетону С30/35, що дозволяє використовувати його на дорогах категорій до І-б (В35, М500 за вимогами ДБН В.2.3-4:2015).

- міцність на розтяг при згині $f_{c,tf} \geq 8$ МПа. Така міцність на розтяг забезпечує якість роботи матеріалу в конструкції дорожнього одягу і в значній мірі забезпечує довговічність бетону при впливах високих навантажень.

Ці вимоги дозволяють нам боротися з корозією бетону. На пропозицію В.М. Москвіна корозію поділяють на три види (групи): До першого виду корозії відносяться процеси розчинення водою компонентів бетону та винесення їх із структури бетону. При цьому відбувається ослаблення структурних зв'язків цементного каменю та зниження його міцності при виносі вапна. До другого виду корозії відносять випадки дії на бетон води, що містить речовини, які посилюють винос із цементного каменю розчинних сполук, зокрема вапна (у вигляді гідрату окису кальцію). До таких речовин, які сприяють руйнуванню цементного каменю, відносяться: вуглекислота, хлористий натрій та інші хлористі солі. Третій вид корозії характеризується утворенням та кристалізацією в глибині структури бетону нових сполук у результаті реакцій між компонентами цементного каменю та речовинами, що містяться в агресивному середовищі. Цей вид корозії характерний насамперед для на бетон сірчаноокислих солей - сульфатів.

Способи, що забезпечують необхідну стійкість (довговічність) споруди, можуть бути засновані на заходах, що здійснюються:

А) у самому обсязі бетону застосуванням спеціальних цементів, підвищенням густини бетону, введенням добавок;

Б) зовнішньої поверхні споруди (на межі контакту з агресивним середовищем) пристроєм захисних покриттів ізолюючих прошарків;

В) у найагресивнішому навколишньому середовищі (забезпеченням дренажу водовідведення).

Для підвищення довговічності у бетонах і конструкціях необхідно створити умови для отримання мережі закритих пор і капілярів близького розміру за умови зниження загальної пористості (отримання пор необхідного діаметру).

Найбільш технологічним методом досягти необхідного результату є застосування спеціальних поліфункціональних комплексних модифікаторів, що включають суперпластифікатор, добавку, що кольматує, і наповнювачі. Такий модифікатор при застосуванні раціональної кількості добавок та наповнювачів покращує комплекс фізико-механічних характеристик, що забезпечують довговічність бетону.

Дані способи переорганізації структури дозволяють знизити градієнти вологих та температурних локальних та інтегральних деформацій. Крім того, перераховані заходи дозволяють покращити умови включення в процес організації структури реліктових (негідратованих) частин цементною матриці.

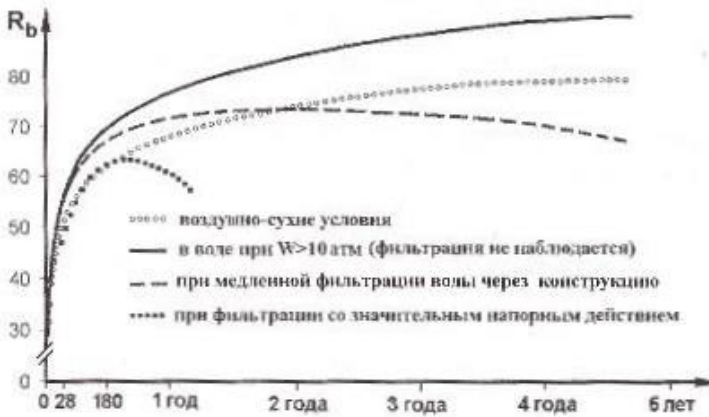


Рис. 2. Зміна міцності бетону в процесі експлуатації

Все перераховане вище дозволяє підвищити довговічність матеріалу за рахунок створення умов, що забезпечують збереження нормованих властивостей бетону в необхідний період експлуатації.

БЕТОНИ ДЛЯ АВТОТРАНСПОРТНИХ ПІДВОДНИХ ТУНЕЛІВ

Мішутін А.В., д.т.н., проф., **Іськов В.О.,** асп.
(*Одеська державна академія будівництва та архітектури*)

Одним з найбільш важливих напрямків тунелебудування є будівництво підводних тунелів. Вони часто використовуються там, де будівництво моста або експлуатація поромної переправи недоцільні, або для полегшення існуючих мостів чи поромних переправ, та розвантаження їх.

На 2022 рік кількість тунелів у світі дорівнює 68 одиниць. Самий перший підводний тунель довжиною в 396 метрів з'явився у 1843 році у Лондоні, який отримав назву «Тунель під Темзою» (тунель, який проходив під річкою Темза). Будувався протягом 18 років величезною працею. Спочатку був призначений для руху кінних екіпажів і пішоходів, в 1869 став залізничним (East London line), з 2010 є частиною системи London Overground.

А найбільшими та найдовшими підводними тунелями є:

- Сейканський тунель під Сангарською протокою (сполучає острови Хонсю та Хоккайдо; протяжність 53,85 км, підводна частина 23,3 км, 1964–1988);
- Євротунель під протокою Ла-Манш (сполучає континентальну Європу з о. Великобританія; протяжність близько 51 км, з них підводна частина 39 км; 1987–1994);
- Євразія — автомобільний двоярусний тунель під протокою Босфор у м. Стамбулі (довжина 14,6 км, підводна частина 5,4 км, 2012–2016);
- Аквалайн — симбіоз мосту та тунелю у Токійській затоці (довжина 15,1 км, підводна частина 9,5 км, 1989–1997);
- автомобільний тунель під оз. Тайху у Китаї (провіція Цзянсу; протяжність 10,79 км, ширина 17,45 м, 2018–2022).

З 2010 по 2020 рік найбільші обсяги будівництва підводних тунелів демонстрував Китай — 15 великих об'єктів.

Самим довшим є підводний тунель «Сайкан» - 53 км 85 м, що розташовується між островами Хонсю та Хоккайдо, під Сангарською протокою, у Японії. І ми його трішечки більш розберемо. На будівництво підводного тунелю знадобилося:

- Кількість використовуваного цементу – приблизно 85 000 тонн;
- Домішки (рідкий склоцементний склад) - 847 000 м²;
- Кількість сталевих матеріалів - близько 17 тисяч тонн;

- Кількість викопаного ґрунту – близько 630 тис. м²;
- Кількість використаної вибухівки – близько 2900 тонн;
- Кількість будівельних робітників – прибіл. 14 млн;
- Період будівництва – прибіл. 24 роки;
- Положення підводної станції - підводна станція Йошіока: 149,5 м під водою, підводна станція Таппі: 135 м під водою;
- Загальна вартість будівництва – прибіл. 6,90 млрд ієн (1,91 млрд грн, на 2023 рік по курсу 0,28 грн)

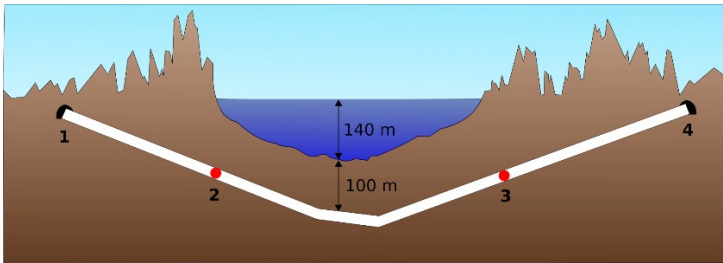


Рис. 1. Схема профілю тунелю Сейкан.

(1 - портал на Хонсю, 2 - станція "Таппі-Кайтеї", 3 - станція "Йошіока-Кайтеї", 4 - портал на Хоккайдо)

Основними вимогами до бетонів (гідротехнічних) для будівництва підводних автомобільних тунелів: високоякісні вихідні матеріали (компоненти бетонної суміші); велика міцність бетону на стиск (≥ 60 МПа); витрата цементу не менше 360 кг/м^3 (при крупному заповнювачі 20 мм); відповідна зручноукладальність для повного ущільнення; відсутність тріщин або швів між різними тимчасовими ділянками бетонування. Іншими словами бетон з високоякісних складових і правильно підібраний склад, а так само якісно укладені, ущільнені і витримані у нормальній температурно-вологих умовах, повинен забезпечити отримання міцного та довговічного матеріалу.

Цемент: Для гідротехнічного бетону допускається застосування портландцементу, пластифікованого та гідрофобного цементів, і сульфатостійкого цементу.

Заповнювачі для гідротехнічного бетону повинні забезпечувати його водостійкість та морозостійкість. Найкраще застосовувати кварцові піски, а щебінь чи гравій – з вивержених чи осадових порід, водостійкість та морозостійкість яких підтверджені лабораторними аналізами. Особливу увагу слід приділяти зерновому складу наповнювача: по можливості збагачувати пісок до $M_{кр} \geq 2,0$.

Добавки які застосовуються: гідрофобні добавки (водовідштовхувальні властивості матеріалу дозволяють йому зберігати

свою структуру та, як наслідок, початкові технічні показники, незважаючи на експлуатацію в умовах постійного контакту з водою); золу-унос (збільшує загальну кількість в'язучого, та мікронаповнювача, що покращує гранулометрію піску та активно впливає на процеси структуроутворення бетону), фіброволокно (зменшення усадки та розтріскування), мікрокремнезем (застосовується для отримання високоміцних бетонів, дозування 10% маси цементу, в бетонах застосовується разом з суперпластифікатором) та інші гідрофобні пластифікатори.

Обробка (обмазувальне покриття): існує багато різних матеріалів і покриттів до них можна віднести: акрил-полімерні, бітумно-полімерні або цементно-полімерні мастики (після висихання накладається наступний шар. Рекомендована кількість шарів – від 5 до 10)

На превеликий жаль, в Україні немає підводних автомобільних тунелів. Але, погодьтесь, підводні тунелі дуже би розгрузили автомобільні дороги.

Наприклад: у місті Одеса – це Миколаївська дорога (що з'єднує сел. Котовського з центром міста) де постійно у будні дні величезні затори. Поява підводного тунелю у Чорному морі розгрузить дороги, та скоротить маршрут і час шляху.; у м. Києві - це Лівий та Правий береги, на яких такі самі труднощі, тільки вже через річку Дніпро.

Наше майбутнє у наших руках! Будівництво підводного тунелю – це не безпрецедентний випадок.

Література

1. https://web.archive.org/web/20161018110338/http://jr.hakodate.jp:80/global/english/train/tunnel/tunnel_omosirom.htm
2. <https://uk.wikipedia.org/wiki/Тунель>

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ АСФАЛЬТОБЕТОННОГО ПОКРИТТЯ НА ДІЛЯНКАХ ДОРІГ З ПЕРЕЗВОЛОЖЕНИМИ ГРУНТАМИ

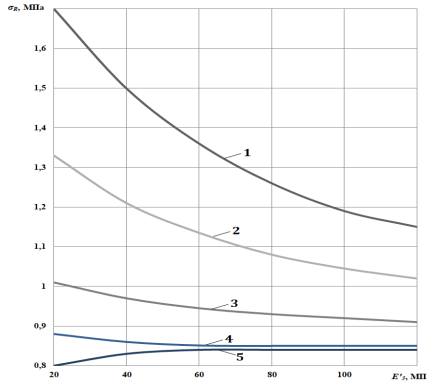
Мозговий В.В., д.т.н., проф., **Гринчак І.І.**
(*Національний транспортний університет*)

На автомобільних дорогах нежорсткий дорожній одяг з асфальтобетонним покриттям є одним із найбільш розповсюджених. Існує певна особливість його роботи на ділянках з перезволоженими ґрунтами (3 тип місцевості за зволоженням ґрунтів згідно з ДБН В.2.3-4). Тобто, це мокрі ділянки з постійним надмірним зволоженням і тривалим (понад 30 діб) затопленням, як поверхневими (поверхневий водовідвід надзвичайно утруднений), так і підтопленням ґрунтовими водами, особливо на підходах до мостів в поймах річок. У цьому випадку умови роботи асфальтобетонного покриття визначаються особливостями дорожньої конструкції, розташованої на ґрунті природного залягання з високою вологістю майже в усі сезони року.

За результатами проведених досліджень у ДерждорНДІ під керівництвом проф. Радовського Б.С. на прикладі трьохшарового напівпростору було показано, що при певних співвідношеннях модулів пружності асфальтобетонного покриття і основи та їх товщин, горизонтальні розтягуючі напруження в асфальтобетонному покритті від дії транспорту практично не залежать від модулів пружності ґрунтової основи. У цих дослідженнях було виконано розрахунки, де умови на контакті шарів забезпечували безперервність напружень та лінійних деформацій. Шари характеризували модулями пружності E'_1, E'_2, E'_3 , коефіцієнтом Пуасона $\mu_1 = 0,25, \mu_2 = \mu_3 = 0,35$ і товщинами h'_1, h'_2 (рис. 1). Навантаження приймалося вертикальне, рівномірно розподілене по площі круга радіусом R . Розрахункові характеристики у процесі розрахунку змінювали в межах: $10 \leq \frac{E'_1}{E'_2} \leq 50$; $1,0 \leq \frac{E'_2}{E'_3} \leq 25$; $0,5 \leq \frac{h'_1}{R} \leq 1,5$; $1,0 \leq \frac{h'_2}{R} \leq 4,0$, з урахуванням наявності старих конструкцій нежорсткого дорожнього одягу в нижній частині земляного полотна і без них.

За результатами розрахунку встановлено, що збільшення модуля пружності ґрунту земляного полотна при невеликих товщинах основи призводить до зниження розтягуючих напружень у покритті, а при великих товщинах основи – до їх збільшення. Також характерним є те, що при будь-якій товщині верхнього шару покриття можна знайти такі

параметри конструкції, при яких відношення модулів пружності шару основи і ґрунту земляного полотна не впливає на розтягуючі напруження у покритті.



1, 2, 3, 4, 5 – товщини основи 12, 16, 24, 32 і 48 см відповідно

Рис. 1. Приклад впливу модуля пружності земляного полотна на розтягуючі напруження в покритті при різних товщинах основи

На основі цих досліджень (на прикладі трьохшарового напівпростору, згідно рис.2) слідує, що для забезпечення безпечних умов роботи асфальтобетонного покриття при дії транспортного навантаження за наявності перезволоженого природного ґрунту необхідно забезпечити таке співвідношення між товщинами та модулями пружності всіх шарів, щоб низьке значення модуля пружності природного ґрунту не призводило до недопустимого підвищення в покритті горизонтальних розтягуючих нормальних напружень при згині дорожнього одягу.

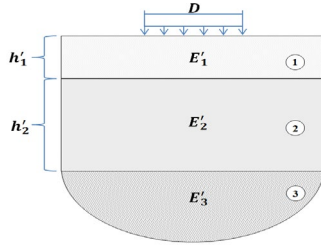
Тобто це буде забезпечено для моделі трьохшарового напівпростору (рис. 2), якщо виконуватиметься умова:

$$h_a \geq h'_2 \text{ при } h_a = h'_1 \sqrt{\frac{E'_1}{E'_2}}, \quad (1)$$

де h_a – товщина активної зони дорожньої конструкції, при меншому значенні якої відбувається суттєве збільшення горизонтальних розтягуючих нормальних напружень при згині в покритті товщиною h'_1 ;

h'_2 – товщина основи;

E'_1, E'_2 – модулі пружності відповідно покриття і основи.



1 – шар покриття з приведеним модулем E'_1 товщиною h'_1 ; 2 – шар основи з приведеним модулем E'_2 та товщиною h'_2 ; 3 – земляне полотно з природного перезволоженого ґрунту з модулем пружності E'_3 ; D – діаметр відбитку колеса

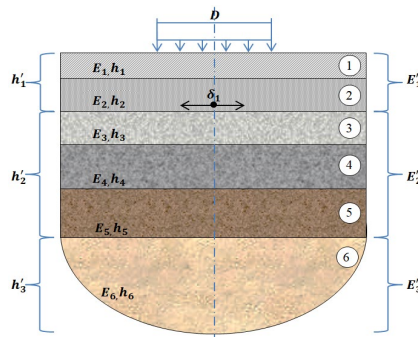
Рис. 2. Модель трьохшарового напівпростору

У цьому випадку приведення розрахункової схеми фактичної багатошарової дорожньої конструкції (згідно прикладу, представленого на рис. 2) до трьохшарової моделі (рис. 3) здійснюється з урахуванням методики ГБН В.2.3-37641918-559 наступним чином.

Встановлюються середньозважені значення модулів пружності:

- асфальтобетонних шарів (1 і 2) покриття E'_1 ;
- шарів: основи (2 і 4) та насипного ґрунту (5) E'_2 ;
- модуль пружності природного ґрунту проймається рівним

модулю пружності напівпростору розрахункової схеми $E_6 = E'_3$.



1 – верхній шар покриття; 2 – нижній шар покриття; 3, 4 – шари основи; 5 – шар насипного ґрунту земляного полотна; 6 – земляне полотно,

$E_1, E_2, E_3, \dots, E_n$ – розрахункові модулі пружності шарів; E'_1, E'_2, E'_3 – розрахункові модулі пружності шарів, приведені до розрахункової схеми; $h_1, h_2, h_3, \dots, h_{n-1}$ – товщини шарів; h'_1, h'_2 – товщини шарів приведені до розрахункової схеми

Рис. 3. Схема приведення багатошарової дорожньої конструкції до трьохшарового напівпростору

ПРОТИЗСУВНА СПОРУДА У ВИГЛЯДІ КОНТРФОРСІВ З БУРОСІЧНИХ ПАЛЬ

Осадчий В.С., к.т.н., доц.; **Анісімов К.І.**, доц.;

Великий Д.І., к.т.н.; **Бааджи В.Г.**

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Зсуви відносяться до одного з найпоширеніших екзогенних геологічних процесів. Вони призводять до руйнування будівель та споруд, втрати цінних сільськогосподарських земель, пошкодження автомобільних і залізничних шляхів, травмування та загибелі людей. Основними природними факторами, що викликають розвиток і активізацію зсувів, є геологічна будова, гідрогеологічні умови, рельєф місцевості, клімат, інтенсивність неотектонічних рухів, а також техногенний вплив.

В даний час все частіше для будівництва обираються майданчики, що розташовані на схилах або поблизу них. Схили Одеського узбережжя з відносно сприятливими інженерно-геологічними умовами практично забудовані. У зв'язку з цим, виникає потреба будівельного освоєння ділянок, на яких розвинені зсувні процеси. Це призводить до активізації існуючих і появи нових техногенних зсувів.

Виникнення і активізація зсувів веде до утворення неприпустимих деформацій, порушенню стійкості схилу, а також руйнуванню будівель та споруд. У цих випадках, як правило, для захисту від утворення зсувів застосовуються утримуючі протизсувні конструкції з буронабивних паль, з закладенням в стійкі корінні породи та об'єднані залізобетонним ростверком. Такі споруди є одними з найбільш оптимальних, технологічних і економічно ефективних методів стабілізації зсувних зміщень.

В роботі проаналізовані переваги та недоліки основних конструкцій поперечних та поздовжніх утримуючих протизсувних споруд пального типу, умови їх застосування, результати натурних обстежень та чисельного моделювання зсувних і зсувонебезпечних ділянок реальних схилів Одеського узбережжя (на Великому Фонтані, на Французькому бульварі, в Аркадії). В результаті цього, запропонована нова конструкція утримуючої протизсувної споруди підвищеної несучої здатності та зниженої матеріаломісткості. Ця конструкція призначена для стабілізації зсувонебезпечних та зсувних схилів, а також підвищення стійкості ділянок схилів, на яких експлуатуються, реконструюються та будуються будівлі і споруди різного призначення.

Нове технічне рішення захищене патентом на корисну модель в Україні. Конструкція утримуючої протизсувної споруди у вигляді контрфорсів з буросічних паль представлена на рис. 1, 2.

Протизсувна споруда виконана у вигляді паралельних довжині зсувного схилу контрфорсів, поздовжні вісі яких паралельні одна одній, які складаються з круглих буросічних паль 1 різного діаметра, що влаштовані в зсувній товщі ґрунту 2, прорізають поверхню ковзання 3 і заглиблені нижніми кінцями у стійкі корінні породи 4. Контрфорси об'єднані між собою зверху монолітним залізобетонним ростверком 5 змінної висоти, з похилою нижньою гранню.

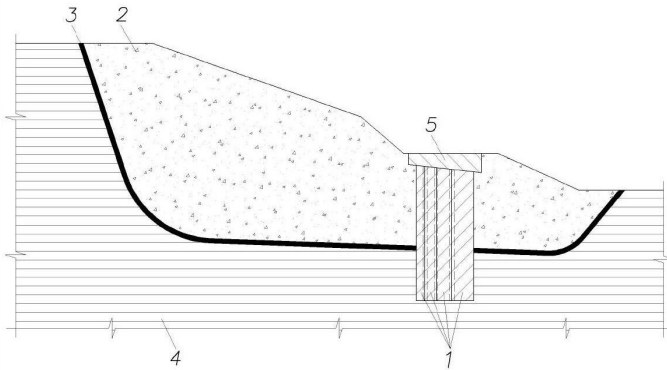


Рис. 1. Поперечний розріз протизсувної споруди

Протизсувна споруда зводиться наступним чином. Після виконання робіт з розчищення і планування майданчика, а також розбивки і закріплення осей споруди приступають до робіт з буріння свердловин під буросічні палі найбільшого діаметра та заповнюють свердловини бетонною сумішшю на всю висоту. Потім бурять свердловини під буросічні палі меншого діаметра (через один діаметр) та виконують їх бетонування.

На наступному етапі, після набору бетоном незначної міцності, приступають до буріння свердловин під буросічні палі проміжного діаметра з розбуренням кромки сусідніх паль.

Аналогічним чином влаштовують решту буросічних паль, що утворюють контрфорси, поздовжні горизонтальні осі яких паралельні одна одній і збігаються з напрямком переміщення зсувних мас. Армування виконується через одну палю, сусідні буросічні палі залишаються бетонними. Можливий також варіант армування усіх буросічних паль каркасами відповідної форми, що не перешкоджає

подальшому виконанню робіт. Кількість палів, що утворюють контрфорси та їх діаметри залежить від конкретних природних умов. Після виготовлення усіх буросічних палів, що утворюють контрфорси, приступають до влаштування монолітного залізобетонного ростверку.

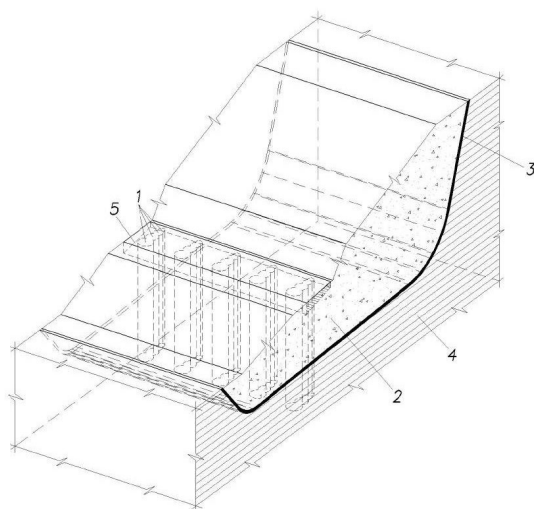


Рис. 2. Загальний вигляд протизсувної споруди

Протизсувна споруда працює наступним чином. При активізації зсуву відбувається зміщення зсувної товщі ґрунтів 2 у бік контрфорсів, які пручаються зсувному тиску своїм лобовим і бічним опором. По мірі руху зсувного тіла відбувається продавлювання ґрунту у простір між контрфорсами. За рахунок обтиснення ґрунту з'являються додаткові реакції розпору на бічні поверхні контрфорсів, що створює додаткові сили тертя. Взаємодія ґрунту з шорсткими бічними поверхнями контрфорсів веде до збільшення сил тертя. Ростверк змінної висоти, з похилою нижньою гранню, сприяє ущільненню ґрунту, що продавлюється між палями та виникненню сил тертя по нижній грані ростверку. Значні за величиною сили тертя у сукупності з ущільненням ґрунту призводять до його заклинювання між контрфорсами. Після цього ряд контрфорсів сумісно з ґрунтом працює як єдина підпірна ґрунтобетонна стінка.

ГАСІННЯ ЕНЕРГІЇ ВІТРОВИХ ХВИЛЬ

Панова І.М., к.т.н.

(Відокремлений структурний підрозділ «Фаховий коледж морського транспорту Національного університету «Одеська морська академія»)

Рогачко С.І., д.т.н., проф.

(Одеський національний морський університет)

Морські порти України потребують суттєвої реконструкції, яка пов'язана зі збільшенням глибин води на підхідних каналах та з будівництвом глибоководних причалів новітніх конструкцій, що відповідають осадкам сучасних великотоннажних суден. На спеціалізованих суднах нині перевозяться різні типи вантажів, зокрема і наливних. Обслуговування спеціалізованих суден потребує розташування на причалах відповідного перевантажувального обладнання, що забезпечує їх швидку обробку. Вирішення цієї проблеми пов'язане з великими капіталовкладеннями, освоїти які неможливо в короткі терміни. Прийом та обробку сучасних великотоннажних танкерів, що перевозять різні типи наливних вантажів, можна здійснювати за допомогою рейдових причалів, з'єднаних з портами системою підводних трубопроводів різного призначення. Такі причали можуть приймати спеціалізовані судна на відкритих рейдах, які також перевозять і зріджений газ.

Висота надводної частини таких причалів залежить від розмірів розрахункових суден та розрахункових параметрів вітрових хвиль на відкритому рейді, при дії яких допустима обробка пришвартованих суден. Порівняно з причалами, що знаходяться на захищених акваторіях, позначка ліній кордону, яких в Азово-Чорноморському басейні над «0» портів не перевищує +2,5 м, позначка верхньої будови рейдових причалів може бути значно вищою. З цієї причини такі причали в штормові періоди будуть піддаватися не тільки горизонтальній складовій хвильового навантаження, але й вертикальній, що діє на надводну будову знизу вгору. Величина цієї складової залежатиме в значній мірі від проектною позначки низу надводних будов рейдових причалів (кліренсу) та типів їх конструкцій (рис.1).



Рис. 1. Рейдові причали

Аналогічна картина впливу вітрових хвиль спостерігається і на верхню будову морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд (МНГС). При їх проектуванні першим відомчим нормативним документом передбачалось виключення навіть контакту гребеня розрахункової хвилі в системі шторму повторюваністю один раз на 100 років з низом палуби, щоб уникнути попадання бризок на палубу та силового впливу на неї. Такий підхід не є раціональним з економічної точки зору, оскільки морські хвилі нерегулярні, а розрахункова висота хвилі приймається в таких випадках рівною 0,1% забезпеченості в системі розрахункового шторму повторюваністю один раз на 100 років. З іншого боку, термін служби таких споруд залежить від запасів того чи іншої морського родовища. Тому за час їхнього терміну служби, який не перевищує зазвичай 30-40 років, розрахунковий шторм може і не реалізуватися. Це означає, що висоту надводних частин МНГС можна знизити, скоротивши витрати на надводну частину дорогих опорних конструкцій. Палуби МНГС можуть розміщуватись на одній («МОНОПОД»), або на декількох опорах. В незамерзаючих морях опорні частини таких споруд можуть бути наскрізними. Приклади таких конструктивних рішень МНГС наведені на рис.2.

При дії вітрових хвиль на циліндричні опорні частини МНГС, діаметр яких можна порівняти з довжиною хвиль, їх висоти подвоюються в центральних частинах циліндрів. У цих частинах спостерігаються також заплески води, як в лабораторних дослідах, так і в натурних умовах. Таке явище також сприятиме збільшенню вертикальної складової хвильового навантаження на низ надводної частини (палуби) морських споруд.

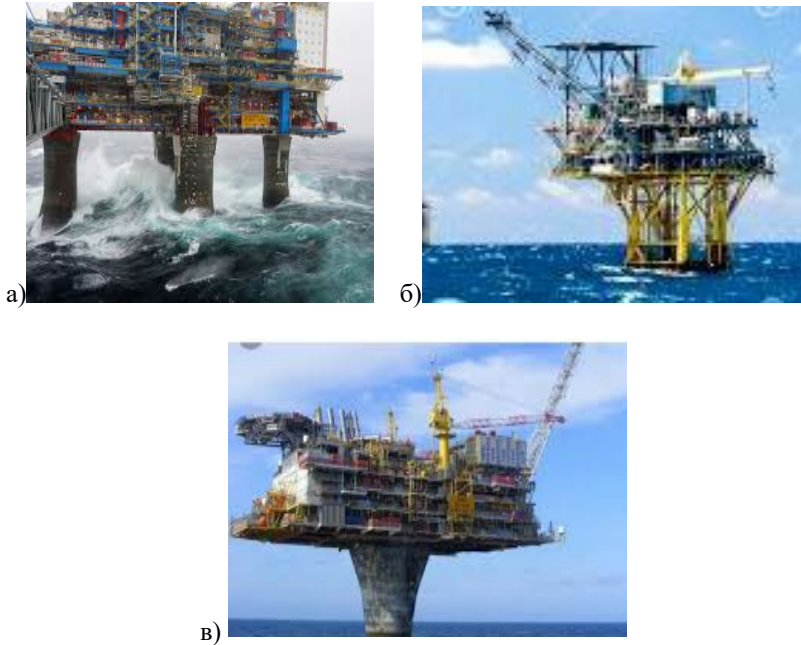


Рис. 2. МНГС різних типів:
 а) «поліпод»; б) наскрізного типу; в) «монопод»

Таким чином, рейдові причали та морські нафтогазопромислові гідротехнічні споруди в процесі їх експлуатації в штормові періоди будуть зазнавати значних вертикальних складових хвильового навантаження на верхні будови. З метою її зменшення авторами розроблений конструктивний пристрій для використання під надводною частиною морських гідротехнічних споруд. Він призначений для суттєвого зниження хвильових навантажень в штормові періоди. За допомогою цього пристрою можливо значно збільшити термін надійної роботи гідротехнічних споруд, які будуть експлуатуватися в умовах відкритого моря.

Пристрій для зменшення хвильового навантаження на верхню будову рейдових причалів та МНГС являє собою камеру для гасіння енергії вітрових хвиль, які чинять силові впливи на всі об'єкти на їх шляху (рис.3). Камера гасіння по периметру має входні отвори для проникнення мас води з гребенів вітрових хвиль в камеру гасіння. Розміри цих отворів відрізняються по площі. Так на вході вони менші

ніж на виході в камеру. Ця порожниста конструкція має вигляд усіченої піраміди, основа якої відповідає формі нижньої частини верхньої будови рейдових причалів або палуб МНГС. Вона розташовується під низом надводних частин означених гідротехнічних споруд. Верхня частина камери для гасіння енергії вітрових хвиль по периметру обладнана зовнішнім протибризковим козирком для виключення бризкового зледеніння поверхонь верхніх будов причалів та МНГС.

На МНГС 1 робота пристрою 2 в штормові періоди буде здійснюватися наступним чином. Вітрові хвилі при взаємодії з опорними частинами (наприклад МНГС) діаметром сумірним з їх довжиною, будуть збільшувати вдвічі свої висоти. Тому їх гребені 3 будуть частково відбиватися, а частково проникати через отвори на горизонтальній 4 та на укісних частинах 5 пристрою 2 в його внутрішню камеру. В процесі відбиття та проникнення води гребенів буде здійснюватися дисипація енергії вітрових хвиль за рахунок пірамідальної форми пристрою та отворів на його горизонтальній та укісній частинах. Далі після заповнення камери пристрою водою, в період підходу до споруди наступних хвиль, вода з пристрою під силою тяжіння буде стрімко падати вниз і частково гасити їх енергію. При цьому буде також гаситися як вертикальна, так і горизонтальна складова хвильового навантаження. Співвідношення вертикальних та горизонтальних сил буде залежати від висоти кліренсу, діаметрів опорних частин споруд, площі отворів та форми і розмірів камери пристрою. Протибризковий козирок 6 надійно виключить попадання вітрових бризок на палуби МНГС або на верхні будови рейдових причалів в штормові часи.

Слід відзначити, що експериментальним шляхом, при вивченні ефективності роботи вертикальних камер гасіння з перфорованою лицевою стінкою, було встановлено, що найменший коефіцієнт відображення і відповідно найменше значення хвильового навантаження, спостерігалось при відношенні площі отворів до площі всіх стінок камери, рівним 0,33.

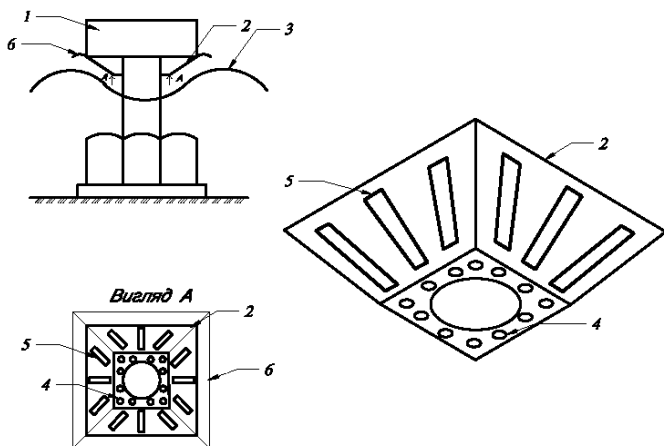


Рис.3. Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда з пристроєм для гасіння енергії вітрових хвиль

1- МНГС; 2-пристрій; 3- гребінь вітрової хвилі; 4-вхідні отвори на горизонтальній частині пристрою; 5-вхідні отвори на укісних частинах пристрою; 6-захисний протибризковий козирок

Максимальну ефективність роботи даного пристрою на тій чи іншій гідротехнічній споруді, що буде проектуватися, необхідно уточнювати експериментальним шляхом в процесі наукового супроводу проєктів з урахуванням всіх означених вище факторів.

СИЛОВА ДІЯ УЛАМКІВ ЛЬОДУ НА СТАЦІОНАРНІ ТА ПЛАВУЧІ ОБ'ЄКТИ

Рогачко С.І., д.т.н., проф.

(Одеський національний морський університет)

В зимові періоди року в замерзаючих морях на межі між суцільними льодовими утвореннями та відкритою водою існують перехідні зони з дрейфуючими уламками рівних крижаних полів. Вони характерні тим, що окремі криги мають значно невеликі розміри в порівнянні з рівними крижаними полями, які утворюються після відриву активних припаїв від берегів. Активні припаї формуються по периметру островів, на берегах півострів та материків при негативних температурах повітря та дії вітрів з морів. При дії вітру з суші активні припаї відриваються від берегів та дрейфують у відкрите море. На чистій воді вони підпадають під вплив вітрових хвиль та руйнуються на окремі рівні льодові поля. Їх початкові розміри залежать від міцності на вигин, товщини льоду, а також від параметрів вітрових хвиль. Продовжуючи дрейфувати в умовах відкритого моря, під впливом негативних температур повітря збільшується їх товщина на протязі всього зимового періоду. Але навіть в північних широтах в зимові періоди акваторії морів повністю не замерзають, тому частини їх площ залишаються вільними від льодових утворень. З цієї причини географічне положення цих площ постійно змінюються в часі. В повній мірі це відноситься також і до перехідних зон, в яких тимчасово можуть опинитися і морські гідротехнічні споруди у відкритому морі (морські нафтогазопромислові, рейдові причали, огорожувальні та берегозахисні). Слід особливо відзначити, що риболовецькі судна часто ведуть промисли різних видів морепродуктів в перехідних зонах між відкритою водою на межі з суцільними рівними льодовими полями та торосами.

Уламки битого льоду на штормовій поверхні морів являють собою значну загрозу для морських гідротехнічних споруд та суден. Вони частково сприяють гасінню певної частини спектру нерегулярних штормових хвиль. Але на довгоперіодних асиметричних по висоті хвилях під дією орбітальних хвильових швидкостей та течій, крижані уламки переміщуються по штормовим поверхням замерзаючих морів. Таке явище можливо умовно називати льодовим штормом. З ним стикаються всі морські судна, долаючи перехідні зони між відкритою водою та суцільним льодом. Зустрічаючись з різними перешкодами у вигляді стаціонарних або плаваючих об'єктів, уламки крижаних полів здійснюють на них значне силове навантаження.

В морській риболовецькій практиці відомі випадки, коли невеликі рибопромислові судна, опинившись в таких ситуаціях, підвергались ударам уламків льодових полів, в результаті на їх бортах виникали остаточні деформації і, навіть пробоїни вище ватерліній. Особливо небезпечними є випадки, коли рибопромислові судна буксирують трали. В цьому процесі швидкість їх руху суттєво зменшується і вони не можуть маневрувати відносно напрямків руху фронтів вітрових хвиль, підставляючи ударам льоду свої борти.

Оскільки площі контактів в точках прикладення сил значно менші в порівнянні з розмірами уламків льоду, то на цих площах можуть реалізовуватись значні тиски небезпечні як для металевих бортів суден, так і для залізобетонних поверхонь морських гідротехнічних споруд. В нормативних документах по проектуванню гідротехнічних споруд та суден відсутні рекомендації по визначенню таких сил та тисків.

В цій роботі була вирішена в першому наближенні задача для визначення сили удару окремих уламків битого льоду на схвильованій штормовій поверхні моря на стаціонарні об'єкти у вигляді морських гідротехнічних споруд. При її рішенні була використана теорія хвиль малої амплітуди, а саме теоретичне значення горизонтальної складової прискорення регулярних хвиль.

На рисунку наведена схема взаємодії плаваючого на штормовій поверхні моря уламка рівного крижаного поля з морською гідротехнічною спорудою вертикального профілю.

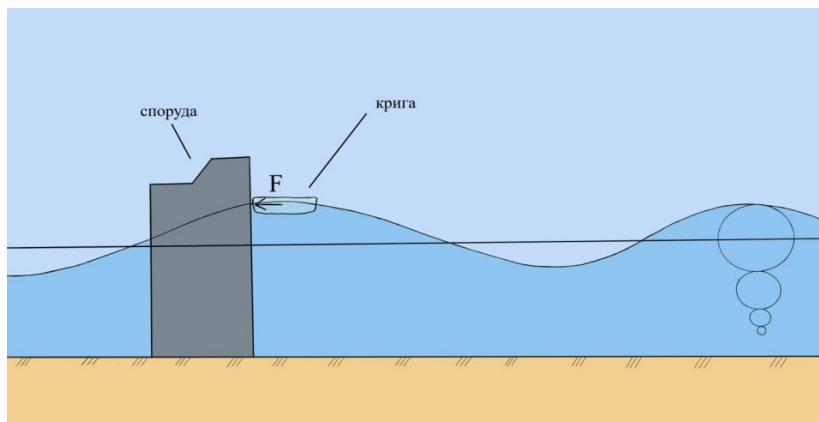


Рис. 1. Взаємодія уламка рівного льодового поля з морською гідротехнічною спорудою вертикального профілю

Згідно з теорією хвиль малої амплітуди горизонтальна проекція w_x прискорення частинок води в хвилі визначається диференціюванням виразу горизонтальної проекції швидкості:

$$w_x = \frac{dv_x}{dt} = \frac{\pi h}{T} \omega \frac{chk(d + z_0)}{shkd} \sin(kx_0 - \omega t) \quad (1)$$

де: h – висота хвилі, м;
 d – глибина води, м;
 T – період хвилі, с;
 k – хвильове число;
 ω – кругова частота.

Максимальне значення горизонтальної проекції прискорення частинок води в хвилі на водній поверхні при $z_0 = 0$ и $\sin(kx_0 - \omega t) = 1$ може бути визначена із наступного рівняння:

$$w_x = \pi h / T \cdot \omega \cdot chkd / shkd \quad (2)$$

Ця залежність може бути змінена з урахуванням значення частоти хвилі $\omega = 2\pi/T$:

$$w_x = \pi h / T \cdot 2\pi / T \cdot chkd \quad (3)$$

$$\text{Тоді } w_x = 2\pi^2 h / T^2 \cdot chkd \quad (4)$$

Дослідження значень гіперболічного котангенсу в межах практичного інтересу показало його прагнення до 1. Виходячи з цього, в першому приближенні для визначення силової дії F, N уламків льоду в період штормів на стаціонарні та плавучі об'єкти доцільно використовувати наступну залежність:

$$F = m \cdot 2\pi^2 h / T^2 \quad (5)$$

де: m – маса уламка льоду, т, на схвильованій поверхні моря, яка визначається з площі її поверхні m^2 , товщини льоду h_d , м, та його щільності ρ , т/м³.

Цю залежність слід уточнювати експериментальним шляхом в лабораторних умовах на фізичних моделях при різних параметрах вітрових хвиль та уламків льоду. Такі досліди зазвичай проводяться в гідрохвильових лотках або в басейнах, окремо для стаціонарних, окремо для плавучих об'єктів. В процесі досліджень необхідно фіксувати означені вище параметри в тих діапазонах які мають практичний інтерес.

Слід особливо відзначити, що крім глобальної сили в момент контакту криг з перешкодами на невеликих площах будуть реалізовуватись значні локальні тиски льоду без знання яких неможливо розраховувати місцеву міцність об'єктів що проектується.

НАДІЙНІСТЬ ПРОЄКТІВ МОРСЬКИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

Рогачко С.І., д.т.н., проф.; **Калюжна В.Є.**, доц.;

Литвиненко В.В.

(Одеський національний морський університет)

Надійність морських гідротехнічних споруд насамперед залежить від надійності та якості їх проєктів, що залежать від багатьох факторів. Їх необхідно враховувати як при розробці технічного завдання, так і на всіх стадіях проєктування. Кожна гідротехнічна споруда, в силу природно-кліматичних умов району будівництва та технічних характеристик, є само по собі унікальною.

Відповідно до вимог норм нашої країни, проєктування гідротехнічних споруд будь-якого призначення має здійснюватися при наявності належного наукового супроводу. Як показує інженерний досвід їх проєктування, найбільш доцільним є тристадійність цього процесу (техніко-економічне обґрунтування, технічний проєкт, робочий проєкт).

Прискорення процесу проєктування, з метою скорочення часу та фінансів, є основною причиною прийняття невірних рішень, що призводять, зрештою, до аварій споруд, іноді навіть ще на стадії будівництва.

Аналіз аварій морських гідротехнічних споруд показує, що основними їх причинами були:

- необ'єктивна інформація про інженерно-геологічні, гідрологічні та інші природні фактори районів майбутнього будівництва, на основі аналізу яких визначаються вихідні дані для проєктування;
- недосконалість методів розрахунку зовнішніх природних навантажень (хвильових, льодових, сейсмічних) та стійкості проєктованих споруд на ґрунтовій основі під дією цих навантажень;
- неправильний вибір найбільш невигідного поєднання екстремальних значень технологічних та зовнішніх навантажень;
- відсутність належної якості рекомендацій, розроблених на підставі аналізу результатів досліджень, виконаних у процесі наукового супроводу науковцями з відповідних галузей знань.

Як відомо, вихідні дані призначаються на підставі аналізу результатів комплексних інженерних вишукувань, що проводяться за завданням головного інженера споруди, що проєктується. Кожен вид досліджень проводиться відповідно до вимог відповідних нормативних документів, порушення яких призводить до безперечно неточних

вихідних даних. Їх використання не дозволить прийняти оптимальну конструкцію тієї чи іншої споруди, що проектується, з усіма наслідками, що випливають надалі.

Найчастішими похибками, у плані виробництва інженерно-геологічних досліджень, є буріння недостатньої кількості свердловин по створах проєктованих споруд. Як наслідок такої економії коштів, є помилки у вихідних даних з геологічної будови ґрунтів на підставі майбутніх споруд, а також неточності щодо їх фізико-механічних характеристик.

Недосконалість методів розрахунків зовнішніх завантажень на проєктні споруди призводить або до їх завищення, або до заниження. Перше викликає істотне збільшення їх вартості, а друге збільшує ризик аварій при екстремальних природних впливах. Без наукового супроводу проєктів неможливо отримати відповіді на низку питань, які виникають у разі відсутності в нормах необхідних розрахункових сценаріїв. Тому при проєктуванні морських гідротехнічних споруд використовують різні види моделювання на фізичних і на математичних моделях. При цьому враховуються всі природно-кліматичні та інші умови району будівництва, розміри споруд, які проєктуються а також розглядаються в проєкті в якості альтернативних конструктивних варіантів. На підставі аналізу результатів таких досліджень розробляються рекомендації для кожного конкретного проєкту.

Наприклад, при проєктуванні дорогих стаціонарних морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд на проєктні та науково-дослідні роботи витрачається від 10 до 12% коштів від їхньої загальної вартості. Повна вартість таких споруд, в залежності від глибини води, може перевищувати 2 мільярди доларів США.

Такі значні кошти, що виділяються, у тому числі і на науковий супровід, дозволяють на підставі аналізу результатів експериментальних досліджень:

- вибрати найбільш оптимальні варіанти конструкцій споруд, що проєктуються;
- визначати екстремальні значення природних впливів, що можуть проявитися протягом терміну служби споруд;
- розрахувати стійкість основних варіантів конструкцій на ґрунтовій основі при впливі екстремальних зовнішніх та технологічних навантажень;
- розробити технологію виконання робіт при будівництві споруд в умовах відкритого моря з урахуванням несприятливих природних факторів району будівництва;

- розробити схему вимірювань пружно-деформованого стану, як окремих конструктивних елементів, так і споруди в цілому, а також ґрунтів основи під фундаментами частинами, що дозволить контролювати всі важливі параметри протягом всього терміну служби споруди, а також і в екстремальних умовах.

Слід зазначити, що і інженерні дослідження, і проектування морських гідротехнічних споруд повинно проводитись за суворого дотримання вимог відповідних нормативних документів. На жаль, нормативна база нашої країни не оновлювалася з часів розпаду СРСР. Рекомендації, що використовуються в даний час, норм застаріли і не відповідають запитам сучасної проектної практики. Це стосується насамперед проектування морських гідротехнічних споруд для облаштування та експлуатації морських родовищ вуглеводнів на ділянках континентального шельфу Чорного моря, який належить Україні. До комплексу таких споруд відносяться також рейдові причали, підводні трубопроводи та інші комунікації. Коли родовища знаходяться на помірних глибинах, то крім цього необхідно проектувати та будувати і підхідні канали за допомогою технічного флоту. Облаштування морських родовищ вуглеводнів неможливе без будівництва берегової бази з розвинутою, в технічному відношенні, інфраструктурою. Основною складовою такої бази буде новий морський порт для обслуговування спеціалізованих суден нафтопромислового флоту.

Розробка сучасних нормативних документів, в які необхідно включити рекомендацій щодо проектування таких споруд вимагає проведення цілого ряду експериментальних та аналітичних досліджень. Такі дослідження необхідно проводити у різних технічних університетах, науково-дослідних та проектних інститутах нашої країни, в яких збереглися науково-технічне обладнання.

Такі дослідження неможливо здійснити без оновлення науково-технічного обладнання та закупівлею сучасних вимірювальних приладів та систем для спеціалізованих науково-дослідних лабораторій в означених вище установах, що нині знаходяться в скрутній фінансовій ситуації в зв'язку з відомими причинами. Таким чином реально існуючу проблему неможливо вирішити без значної державної підтримки. З цієї причини ця проблема має вирішуватися на державному рівні, оскільки майбутнє підйом економіки нашої морської держави неможливий без реконструкції більшості морських портів та освоєння перспективних на розробку морських родовищ нафти та газу.

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ГАСІННЯ ХВИЛЬ КОНСТРУКЦІЮ ОГОРОДЖУВАЛЬНОЇ СПОРУДИ НЕПОВНОГО ВЕРТИКАЛЬНОГО ПРОФІЛЮ

Синиця Р.В., к.т.н., доц.; Осадчий В.С., к.т.н., доц.;
Дмитрієв С.В., к.т.н., доц.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

У практиці будівництва огорожувальних та берегозахисних гідротехнічних споруд застосовуються споруди неповного вертикального профілю (рис. 1), через верхню будову яких, за рахунок зниження позначки надводної будови, допускається частковий перелив гребенів хвиль з подальшою зміною їх основних хвильових параметрів.

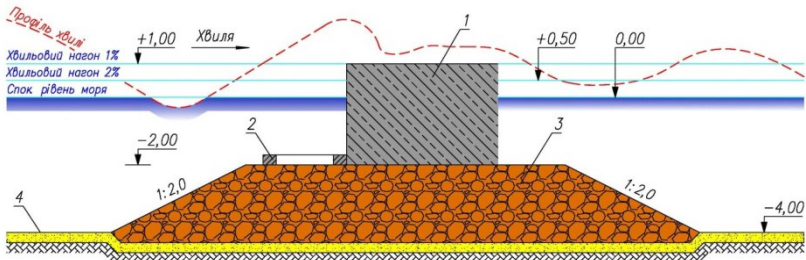


Рис. 1. Конструкція огорожувальної споруди неповного вертикального профілю:

- 1 – бетонний масив;
- 2 – бермений масив (щільова плита);
- 3 – кам'яна постіль

У нормативних документах багатьох країн з проектування гідротехнічних споруд та публікаціях різних дослідників, відсутні науково обґрунтовані практичні рекомендації, які дозволяли би визначати величину гасіння хвиль спорудами даного типа.

Чисельне моделювання все більш широко використовується з метою дослідження складних фізичних процесів, які будуть спостерігатися при експлуатації реальних об'єктів. Використання чисельних методів дозволяє суттєво зменшити час, при створенні складних моделей, зменшити фінансові витрати при проведенні досліджень та виконання доводки (калібровки) конструкцій ОГТС неповного вертикального профілю, що досліджуються.

Удосконалення конструкцій гідротехнічних споруд, підвищення їх надійності та зниження собівартості безпосередньо пов'язано з удосконаленням методів інженерних розрахунків. У сучасний час

широко використовується у гідродинамічних розрахунках метод VOF (Volume-of-Fluid), якій у якості опції маркера використовує об'ємну частину рідини у середині розрахункового об'єму сітки кінцевого елемента.

Допустимі висоти хвиль, які очікуються на майданчиках міської інфраструктури, регламентуються параметрами збереження морських берегів та пляжного матеріалу, недопущенням затоплення прибережних територій у наслідку впливу штормів рідкої повторюваності. У випадках захисту від хвильових дій територій морських портів, допустимі висоти хвиль рекомендується приймати $\leq 1,2$ (м). Дані умови встановлюються виходячи з умов здійснення швартовних операцій, а також забезпечення у момент контакту суден з відбійними пристроями причальних споруд, нормальної складової швидкості підходу к причалам.

У якості приклада розглянутий проект створення конструкції ОГТС неповного вертикального профілю, передбачувалося розташувати на відстані $L = 200$ (м) від берегової лінії території, що захищається Одеського заводу сільськогосподарського машинобудування. У місці розташування огорожувальної споруди, що проектується, глибина води $d = 4,0$ (м). Побудував лучи рефракції та трансформації хвиль при підході їх до споруди, що проектується, розрахункова висота хвилі становить $h = 2,4$ (м), середня довжина хвилі $\lambda = 24,5$ (м), піднесення верхньої будівлі конструкції ОГТС неповного вертикального профілю відносно спокійного рівня води $\Delta H = +1,0$ (м), ширина верхньої будівлі огорожувальної споруди $B = 4,0$ (м). У відповідності до проведених розрахунків було встановлено, що з метою збереження від затоплення території заводу, що захищається допустима висота хвилі за спорудою не повинна перевищувати $h_{tr} < 1,5$ (м).

Наведені результати проведеного чисельного експерименту, пов'язаного з встановленням величини гасіння хвиль при переливі їх через верхню будівлю конструкції ОГТС неповного вертикального профілю на акваторію, що захищається, були отримані з метою верифікації результатів проведених фізичних експериментів та підтвердження достовірності метода, призначеного для визначення величин гасіння хвиль конструкціями ОГТС неповного вертикального профілю. Чисельне моделювання було проведено з використанням програмного комплексу ANSYS Fluent. При моделюванні була використана чисельна модель, довжина якої становила 70 метрів, а висота 9,5 метра.

Проведений аналіз векторів та полів швидкостей переміщення частинок води у хвилі при впливі на конструкцію ОГТС неповного вертикального профілю, з метою встановлення величини гасіння хвиль,

був проведений на підставі графічних матеріалів, які були вибірково представлені на рис. 2 ÷ 5. На візуалізаціях представлені траєкторії руху хвиль, які сформовані векторами швидкостей переміщень частинок води у місті розташування огорожувальної споруди. Візуалізації були розглянуті через встановлені інтервали часу, які для проведених достовірного аналізу були розглянуті шагом рівним 1 секунді. Прийнята тривалість експерименту становила 21 секунді, що було обумовлено періодом та довжиною розрахункової хвилі, яка була використана у якості граничної умови проведеного чисельного експерименту. Критерієм прийнятого інтервалу часу була, необхідність стабілізування циклічної повторюваності руху профілю хвиль, що наступало після проходження не менш трьох погашених хвиль на акваторію, що захищається.

Результати проведеного чисельного моделювання у момент часу рівний 4 секундам від початку проведення експерименту представлено на рис. 2.

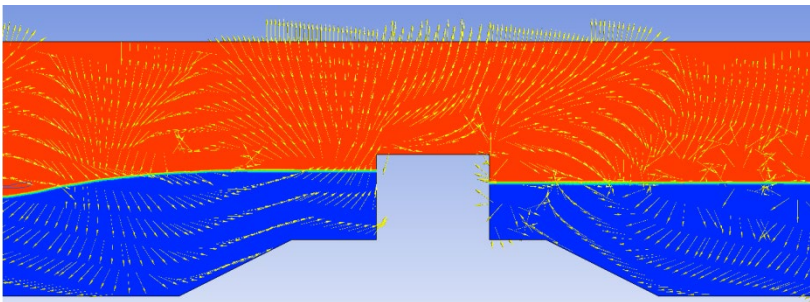


Рис. 2. Вектори руху частинок води у момент часу рівний 4 секундам від початку проведення чисельного експерименту

У процесі обробки отриманих результатів чисельного експерименту, було встановлено, що розрахункова хвиля формується з лівої частини від моделі (рис. 2) при своєму русі, зустрічає у першу чергу, вплив кам'яної постілі, при цьому частки рідини міняють траєкторії руху часток води. При подальшому русі, трансформована хвиля зустрічається з вертикальною перешкодою, частково відроджується від верхньої будівлі конструкції ОГТС неповного вертикального профілю. У даного момент часу та до періоду рівного 8 секундам (рис. 4), з лівої сторони від споруди, формується стояча хвиля та на акваторії, що захищається спостерігається спокій спокійній поверхні води. Часткове проникнення гребенів хвиль на акваторію, що захищається, починається спостерігатися, починаючись з 10 секунди (рис. 5) від початку проведення чисельного експерименту, при цьому спостерігається формування погашеної хвилі, яка с часом

проведення чисельного експерименту, зростає.

Результати проведеного чисельного моделювання у момент часу рівний 7 секунд від початку проведення експерименту представлено на рис. 3.

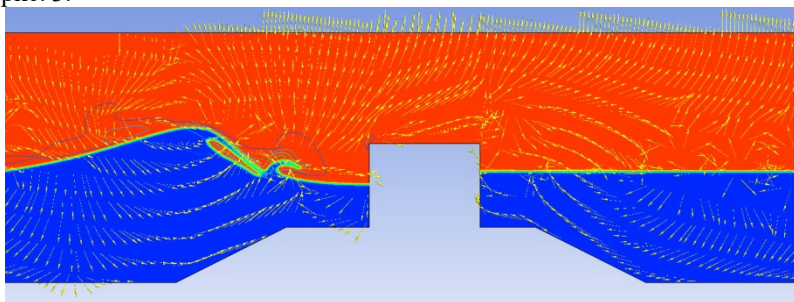


Рис. 3. Вектори руху частинок води у момент часу рівний 7 секундам від початку проведення чисельного експерименту

Результати проведеного чисельного моделювання у момент часу рівний 8 секунд від початку проведення експерименту представлено на рис. 4.

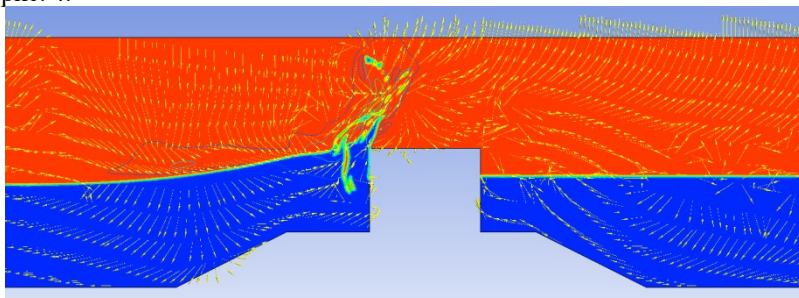


Рис. 4. Вектори руху частинок води у момент часу рівний 8 секундам від початку проведення чисельного експерименту

Результати проведеного чисельного моделювання у момент часу рівний 10 секунд від початку проведення експерименту представлено на рис. 5.

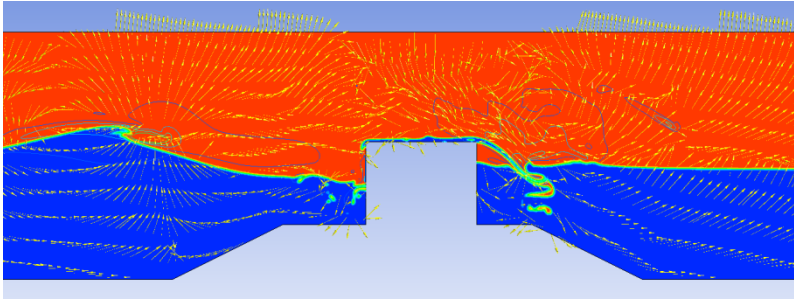


Рис. 5. Вектори руху частинок води у момент часу рівний 10 секундам від початку проведення чисельного експерименту

Результати проведеного чисельного моделювання у момент часу рівний 18 секунд від початку проведення експерименту представлено на рис. 6.

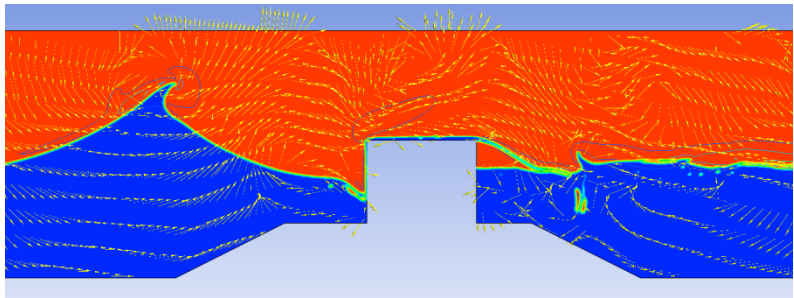


Рис. 6. Вектори руху частинок води у момент часу рівний 18 секундам від початку проведення чисельного експерименту

Результати проведеного чисельного моделювання у момент часу рівний 21 секунд від початку проведення експерименту представлено на рис. 7.

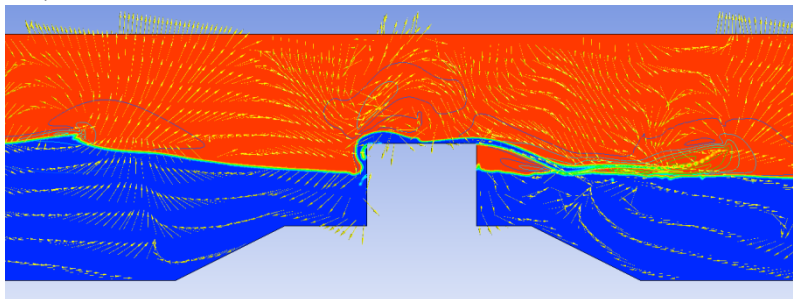


Рис. 7. Вектори руху частинок води у момент часу рівний

21 секундам від початку проведення чисельного експерименту

Представлені результати чисельного моделювання підтверджують достовірність фізичних експериментальних досліджень. При прийнятих вихідних даних, різниця у висотах погашених хвиль, які були отримані при проведенні чисельного моделювання та фізичних експериментів, не перевищують величини 3,3%.

Вихідна висота хвилі при проведенні чисельного експерименту, була прийнята рівною $h = 2,4$ (м), середня довжина хвилі $\lambda = 24,5$ (м), піднесення верхньої будівлі ОГТС неповного вертикального профілю відносно спокійного рівня води $\Delta H = +1,0$ (м), ширина верхньої будівлі конструкції ОГТС неповного вертикального профілю $B = 4,0$ (м), величина коефіцієнту гасіння складала - 0,75, а коефіцієнту проходження - 0,25, що говорить о том, що конструкція ОГТС неповного вертикального профілю при даних вихідних умовах погасить кінетичну енергію хвилі на 75%, що відповідає результатам фізичного експерименту [1, 2, 3].

Представлена чисельна модель дозволила більш ретельно оцінити картину фізичних процесів, що спостерігаються з обох сторін моделі конструкції ОГТС неповного вертикального профілю, призначеної для захисту акваторій морських портів, а також елементів берегової інфраструктури морських міст. Використання даної конструкції дозволить зменшити фінансові витрати на величину від 10 до 15% за рахунок зниження позначки надводної будівлі.

Література

1. Осадчий В.С. Определение параметров гашения волн оградительными гидротехническими сооружениями неполного вертикального профиля / В. С. Осадчий, Р. В. Сеница // Вісн. Одеського національного морського університету. Одеса, 2017. Вип №2 (51). С. 108 ÷ 117.
2. Сеница Р. В. Анализ существующих методик определения параметров гашения волн оградительными гидротехническими сооружениями неполного вертикального профиля / Р. В. Сеница, В. С. Осадчий, Л. С. Столяров, А. В. Чернецкий // Вестник гражданских инженеров. Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. Санкт-Петербург, 2019. Вып. №1 (72). С. 43 ÷ 55.
3. Synytsia R. V. Experimental studies of the influence of waves on the breakwater of a partial vertical profile / Р. В. Сеница // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. - №80. - Одеса: ОДАБА, 2020. - С. 93 ÷ 102.

АНАЛІЗ СУЧАСНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДЛЯ ГЛИБОКОВОДНИХ ПРИЧАЛІВ

Слободяник Г.В., к.т.м., доц.

(Одеській національній морській університет)

Слободяник А. В., студ.

(Фаховий коледж морського транспорту)

Розвиток морських портів України залежить від спроможності приймати сучасні судна великої тоннажності. Це потребує наявності великої кількості глибоководних причалів. За останні десятиліття потрібні глибини виростили в процентному відношенні майже на 40 % та зараз складають приблизно від -13,0м до -19,0м. Збільшення глибин біля причалів, а також новітня перевантажувальна техніка вимагає удосконалення існуючих та розробку нових конструктивних рішень причальних споруд.

Сучасний причальний фронт морських портів України представлено такими конструкціями як больверк з металевго шпунту та естакади з залізобетонних паль, гравітаційні споруди. Споруди гравітаційного типу для глибоководних причалів не використовують у зв'язку з великими навантаженнями на основу. Естакади з призматичних паль та паль-оболонки не мають потрібну несучу здатність та мають ряд недоліків.

Больверки з металевих паль залишаються економічно доцільними, але при великих глибинах вимагається використання сталевго шпунту високої несучої здатності, такого як трубошпунт, двутавровий шпунт, або різні форми комбінованого шпунту. При використанні металевго шпунту зетового та коритного профіля необхідно виконувати спеціальні технічні заходи, що зменшують тиск ґрунту засипки на лицьову стінку і відповідно згинальні моменти. Такими засобами є екранування лицьової стінки за допомогою рядів паль або розвантажувальні платформи. Також для зменшення навантаження на лицьову стінку від порталних кранів або контейнерних перевантажувачів вертикальне навантаження може бути передано на ґрунт основи через палі, встановлені під підкрановими балками.

В роботі були розглянуті різні конструктивні рішення для глибоководних причалів, які були побудовані за останні 20 років як у вітчизняних так і зарубіжних портах. Розглянемо основні характерні конструкції, які найчастіше застосовуються на прикладах деяких причалів:

1. В порту південний для глибини біля причалу -15,0м був спроектований та побудований екранований больверк з металевого шпунту PU 32 і металевих паль $\varnothing 1220 \times 13,1$ мм, на які влаштовувались підкранові колії. Анкерна система включала металеві тяги $\varnothing 100$ мм, розташовані з кроком 2,4м, і анкерну стінку з металевого шпунту PU 32.

2. В порту Південний для глибини біля причалу -18,5м був побудований больверк з комбінованого шпунту двотаврового перерізу з жорсткою анкеровкою лицьової стінки. Лицьова стінка причалу включала основні несучі сталеві двотаврові палі типу HZ 975 В і проміжні палі зетового профілю типу AZ 18. Анкерна система складалась з жорсткого сталевго анкера (двотаврова балка типу HP 400x122), який шарнірно з'єднаний з верхом лицьової стінки і встановлювався разом зі сталевю ж анкерною плитою під кутом до горизонту 25° .

3. Через несприятливі ґрунтові умови при зведенні причалу в порту Орхус, Данія, було необхідно встановити два рівні анкерних тяг. Таке рішення також дозволило знизити згинальні моменти, що виникають в лицьовій стінці. Таким чином, для лицьової стінки був застосований шпунт PU 32, для анкерної стінки PU 22. Для нижнього анкерного рівня використовувались дві залізобетонні анкерні плити ($100 \times 100 \times 20$ см) – одна на кінці тяги, друга в 7м від кінця тяги, розподіляли розтягуючі зусилля з анкера. Навантаження від кранової колії сприймають залізобетонні палі 40×40 см

4. В основі найвищого причалу Німеччини (порт Гамбург) з відміткою верху споруди +7,50 і глибиною дна -16,70м була використана конструкція змішаного типу з розвантажувальною платформою. Лицьова стінка виконувалася з системи HZ/AZ, яка включала здвоєні основні палі HZ975В, к яким приварювалися додаткові плити для збільшення їх здатності. Розвантажувальна плита спиралася на збірні залізобетонні палі. Анкеровка виконувалася за допомогою анкерних паль НТМ 600/163. Відбійники із сталевих труб встановлювалися під оголовком причалу перед шпунтовою стінкою.

5. Оригінальне рішення поєднаної конструкції було застосовано у порту Марсден Пойнт, Нова Зеландія. Причальна естакада уявляла собою залізобетонну плиту, що спирається з боку моря на два ряди трубних паль $\varnothing 710$ мм, залитих бетоном. Для будівництва підпірної стінки як для утримання прилеглої штучно створеної території, так і для створення основи тилової частини причальної естакади, була застосована заанкерована стінка з паль AZ-36.

Недоліками конструкцій з гнучкими анкерними тягами, виконаними з сталі круглого перетину, є трудомісткість процесу монтажу та

порівняно невисока несуча здатність на великих глибинах. Застосування жорстких анкерів з двотаврової балки дозволяє виконувати монтаж анкерних систем блоками, що прискорює процес будівництва.

У даній роботі пропонується інноваційна конструкція, яка була розроблена для глибоководних причалів без анкерних тяг (рис. 1). Основними елементами конструктивного рішення є лицьова стінка з шпунтових паль, поперечні ряди паль – контрфорси, на кінцях яких розташовані конструктивні елементи, монолітний оголовок і зворотна засипка. Конструктивні елементи виконані у вигляді шпунтових паль, розташованих паралельно лицьовій стінці, розрахункової довжини. Контрфорси і конструктивні елементи створюють ефект екранування лицьової стінки, внаслідок чого тиск на лицьову стінку буде мінімальним. Крім цього конструктивні елементи сприяють збільшенню загальної жорсткості та стійкості споруди в цілому. Внаслідок чого збільшується несуча здатність на технологічні навантаження, включаючи сейсмічні навантаження і від розрахункових суден.

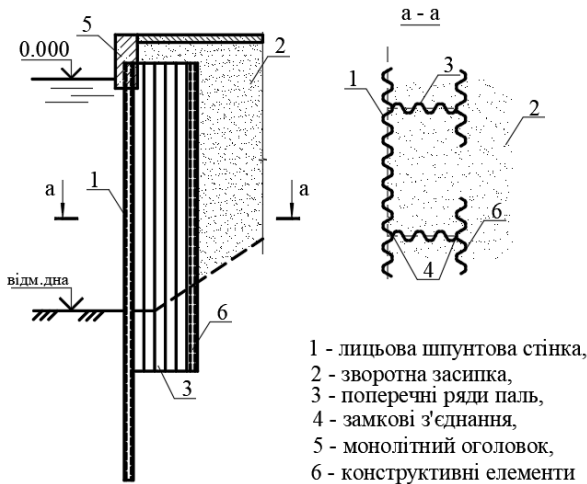


Рис. 1. – Інноваційна конструкція комбінованої шпунтової стінки

Таким чином, конструкцію причальної споруди інноваційного типу можна буде застосовувати для створення економічного глибоководного причалу підвищеної несучої здатності, який зможе приймати сучасні судна з великим дедвейтом.

ПЕРЕКРИТТЯ ВЕЛИКИХ ПРОЛЬОТІВ З ВИКОРИСТАННЯМ КОМБІНОВАНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Твардовський І.О., к.т.н., доц.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

В практиці сучасного будівництва доволі часто постає завдання від Замовника виконати перекриття з великими прольотами в особливо складних умовах, наприклад: будівля вже існує з відповідно виконаним дахом на достатній висоті від підлоги для того щоб розділити існуючий простір приміщення будівлі на дві частини по висоті суцільним горизонтальним диском. Неможливість або складність влаштування просторової опалубки з деревини для виготовлення суцільної залізобетонної плити перекриття враховуючи необхідність застосування ребер жорсткості у вигляді перехресно-балочної системи (велика вага; відсутність жорсткої основи для розкріплення підкріплюючими стійками влаштовуємої опалубки; досить великий термін для виготовлення потрібної жорсткості опалубки, яку можливо використати для формування арматурного каркасу з подальшим його бетонуванням) – потребує індивідуального підходу та прийняття оптимального інженерного рішення для реалізації поставленої задачі з забезпеченням тривалої експлуатаційної надійності.

При використанні для перекриття в якості несучих конструкцій тільки металевих балочних ферм постає необхідність більш частого їх розташування для забезпечення потрібної жорсткості, що означає більший розхід металу.

При влаштуванні суцільної монолітної плити, яка має бути за вимогами [1] товщиною 400 мм виникає прогин, який перевищує нормативний, та значно збільшує навантаження на існуючі несучі конструкції (стіни та фундаменти). Щоб уникнути перебільшення допустимого прогину використовують перехресно-балочну систему ребер жорсткості у складі перекриття, що доволі складно та потребує значних трудовитрат.

Подібної складності буда вирішена задача при влаштуванні перекриття розміром 12х24 м в існуючому спортивному залі спортивного комплексу «Динамо» (див. рис.1). Для її вирішення було застосовано комбіновану модель-конструкцію перекриття, в котрій горизонтальний диск виконувався з монолітного армованого бетону в рівні верхніх поясів балочних металевих ферм, які одночасно виконували функції ребер жорсткості просторової конструкції.

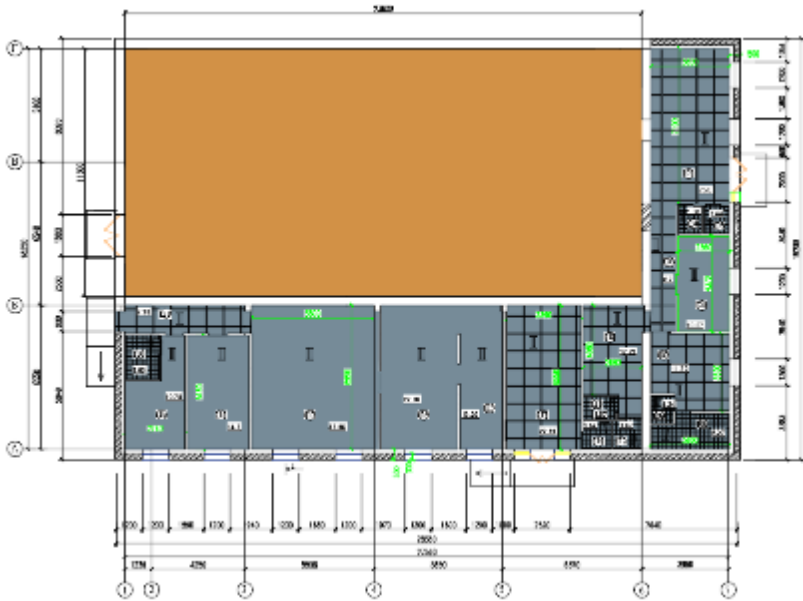


Рис. 1. План проєктуємого перекриття

Монтаж конструкцій комбінованого перекриття по середині висоти в межах великої зали здійснювався за допомогою малих підйомних механізмів. Загальний вигляд змонтованих конструкцій перед влаштуванням монолітної плити показаний на рис. 2



Рис. 2. Вигляд змонтованих металевих ферм комбінованого перекриття

Остаточний вигляд влаштованого перекриття показаний на рис. 3.



Рис. 3. Комбіноване перекриття: а) – вигляд знизу; б) – вигляд зверху.

При використанні комбінованої конструкції перекриття, в котрій монолітна залізобетонна плита працює одночасно з верхнім поясом металевих балочних ферм [2], досягається найменші прогини при проєктованих навантаженнях з найменшою вагою перекриття.

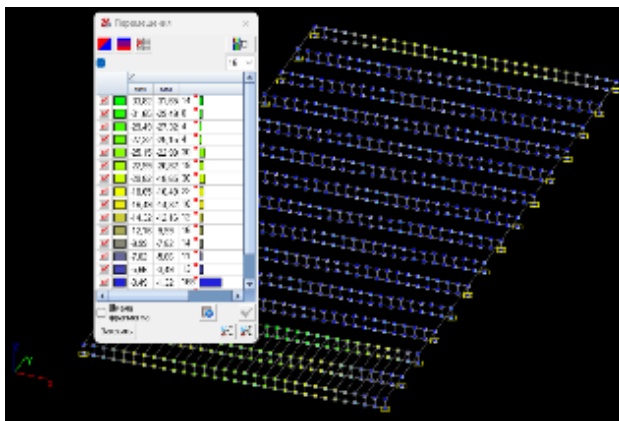


Рис 4. Виконані попередні розрахунки просторової моделі були підтверджені результатами технічних вимірів після влаштування означеного перекриття.

Література

1. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення»/Мінрегіонбуд,-Київ.- 73 с.
2. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проєктування»/Мінрегіонбуд,- Київ.- 206 с.

ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОРИСТАННЯ КОМБІНОВАНОЇ СНІГООЧИСНОЇ ТЕХНІКИ В УТРИМАННІ ДОРІГ

Токін О.П., к.т.н., доц.; **Смірнов А.М.**, асп.
(*Національний транспортний університет*)

Проблема оптимізації робіт з зимового утримання згідно зарубіжного досвіду вирішуються в першу чергу за рахунок використання високоточної комбінованої снігоочисної техніки. Зокрема, така техніка може використовуватися цілий рік, що підвищує ефективність її використання та знижує час простоїв. Так, у літній період техніка може бути використана як поливомийна машина, у зимовий – як техніка для снігоочистки та посипання протижелезними матеріалами. Таким чином, виконуючи цілий спектр робіт, така техніка здатна замінити в дорожній організації декілька типів вузькоспеціалізованої спецтехніки. Обладнання та техніку необхідно підбирати відповідно до конструктивних особливостей мережі доріг, які входять у сферу обслуговування. Зокрема, слід враховувати наступні аспекти:

- доступність дорожніх активів;
- ширина узбіччя;
- облаштування дороги та наявність штучних споруд, наприклад, міст, підпірна стінка, вказівники, висота та глибина розміщення електромереж, трубо та газопроводів тощо;
- наявність снігозахисних огорож та інше.

Крім того, використання комбінованих машин дозволяє вирішити питання сезонного зберігання техніки. Проблема розміщення депо (автобаз) в умовах зимового утримання доріг вирішується за допомогою економіко-математичного моделювання, мережевого планування. Оскільки для зимового утримання доріг можуть використовуватися одні і ті самі види транспортних засобів, що і для іншої діяльності з експлуатації доріг, у разі використання комбінованих машин розташування автобаз може бути засноване за принципом нагромадження цілорічних операцій.

У країнах з значними сніговими опадами, наприклад, у Фінляндії використовують комбіновану снігоприбиральну техніку із двома відвалами. Така техніка забезпечує зменшення проходів, оскільки дозволяє за один прохід розчистити відразу дві полоси дороги [1].

Останнім часом у європейських для зимового утримання використовується прогресивне обладнання RASCO (Хорватія), яке вже здобуло схвальні відгуки користувачів. Воно поєднує функціонал

розкидачів SOLID C або LIQUID і снігоочисників MOSOR, що значно розширює спектр його застосування в зимовому утриманні. Оскільки крім снігоочиснення це обладнання може здійснювати розкид сухого та/або вологого протижелезедного матеріалу. Асортимент професійних снігоочисних машин RASCO включає плуги для всіх типів транспортних засобів, починаючи від вантажівок і багатоцільових автомобілів, і закінчуючи тракторами, будівельними машинами та невеликою вузькоспеціалізованою технікою. Конструкція плугів адаптована до різних поверхонь, що очищаються, і до висоти снігу. Усі транспортні засоби також оснащені системою дистанційного моніторингу та управління автопарком RASCO – ARMS. Розширена система управління дорогами (ARMS) від Rasco поєднує в собі картографування, відстеження та відстеження, а також оперативний моніторинг і запис і сумісна з усіма відкритими платформами комунікаційних систем. Унікальною особливістю є те, що дані, необхідні для програмування блоку керування розкидачем, такі як планування маршруту, можуть бути завантажені зі стандартного USB-накопичувача даних, а не з дорогої нестандартної карти пам'яті. ARMS складається з двох робочих елементів: обладнання для збору даних із датчиків, а також продуктів передачі даних GPS або GPRS, програмного забезпечення, яке, у своїй найпростішій формі, дозволяє збирати та аналізувати дані на веб-сайті. Програмне забезпечення Road Weather Information Systems від Rasco включає модуль, за допомогою якого можна постійно моніторити температуру дорожнього покриття та повітря, вологість і точку роси, опади (дошові, снігопад), а також видимість. Система також може включати вбудовані датчики моніторингу дорожнього покриття та атмосферні датчики.

В США в штатах Нью-Йорк, Массачусетс, Нью-Гемпшир успішно використовують комбіновані снігоприбиральні машини TowPlow (США), специфікою яких є наявність керованого плугу на причепі, що тягнеться за снігоочисною технікою. Оскільки плуг машини TowPlow здатен маневрувати та змінювати кут розташування відносно тягача, це дозволяє одній машині одночасно прочищати до двох смуг [2]. Крім того, причіп додатково оснащений розкидачем протижелезедних матеріалів.

Компанія Clear Roads (США), вбачаючи перспективу використання комбінованої снігоприбиральної техніки, ініціювала та профінансувала у 2008-2009 роках розробку інноваційних прототипів снігоочисних машин, здатних долати низку проблем зимового утримання за допомогою комбінованих плугів, які були успішно протестовані на дослідних ділянках та запущені у серійне виробництво.

Таким чином, основними перевагами використання інноваційної комбінованої техніки є:

1. Підвищення ефективності та продуктивності (відносно одного проходу очищення, зменшення часу циклу, охоплення більшої площі очищення).

2. Відносне вивільнення робочої сили та техніки.

3. Вигоди для навколишнього середовища від використання меншої кількості палива.

4. Покращення безпеки дорожнього руху завдяки скороченню часу циклу.

5. Багатофункціональність, можливість використання цілорічно для різних видів робіт з утримання дорожньої мережі.

6. Довший термін служби, ніж у звичайної снігоочисної техніки. При регулярному технічному обслуговуванні його середній термін служби становить 30 років, порівняно з 10-річним середнім терміном служби стандартного плуга.

7. Відносна економія капіталовкладень в розташування автобаз.

Проте, одним з недоліків використання комбінованої техніки є можливі затори на вузьких ділянках доріг, або необхідність тимчасового перекриття руху автомобілів по дорогах під час снігоочисних робіт. Таким чином оптимальним, ефективним і доцільним буде використання комбінованої техніки на дорогах вищої категорії з багатьма смугами руху.

Література

1. Performance Measures in Snow and Ice Control Operations. (2019). The National Academies Press. 144 p. DOI: <https://doi.org/10.17226/25410>
2. Strong, C., and X. Shi. Benefit-Cost Analysis of Weather Information for Winter Maintenance: A Case Study. Transportation Research Record 2055, Transportation Research Board, Washington, DC, 2008, pp.119-127.

ВПЛИВ КІЛЬКОСТІ ШЛАКУ В ЦЕМЕНТІ НА ДЕЯКІ ПОКАЗНИКИ ЦЕМЕНТІВ ТА БЕТОНІВ

Толмачов С.М., д.т.н., проф.; **Покуса Ю.П.**, маг.
(Харківський національний автомобільно-дорожній університет)

Токар А.А., головний технолог
(ПрАТ «Кривий Ріг Цемент», м.Кривий Ріг, Україна)

Шлаки є побічними продуктами виробництва чавуну із залізної руди, або сталі з чавуну. У будівництві широко застосовують різні види шлаків, проте в цементній промисловості в основному використовують доменний шлак через його високу основність і великі обсяги. При швидкому охолодженні гранульованого шлаку його стан стає майже повністю аморфним. Його хімічний склад переважно залежить від складу залізняку і може містити 27–40 % SiO₂, 30–50 % CaO, 5–15 % Al₂O₃ та 1–10 % MgO. Враховуючи це, доменний шлак вже більше 100 років використовують як цементуючий матеріал. Більшість шлаку використовується для змішаних і шлакових цементів. Високий інтерес до застосування цього альтернативного матеріалу зумовлений тим, що виробництво цементів, що містять шлак, сприяє зниженню викидів CO₂. Гідратація доменного шлаку відбувається повільніше в порівнянні з портландцементним клінкером, що веде, зазвичай, до більш низької ранньої міцності композицій, що містять цемент. Однак, також відомо, що цементи, що містять шлак, краще опираються дії агресивних середовищ. Тому для бетонів транспортного призначення за кордоном застосовують саме такі цементи. При цьому, намагаються активувати шлак, наприклад, використанням портландцементного клінкеру з підвищеним вмістом водорозчинних лугів, а також додаванням до в'язучого сульфату кальцію або лугу.

У лабораторії ХНАДУ проводили дослідження властивостей бетонів, виготовлених на цементах із вмістом шлаку. Так, наприклад, цемент типу ПЦ II/A-Ш-500 виробництва «Кривий Ріг Цемент» має питому поверхню $S_{\text{пит}} = 358 \text{ м}^2/\text{кг}$, а залишок на ситі 0,08 мм - 2,6 %, що свідчить про високу тонину помелу даного цементу і повністю відповідає вимогам ДСТУ 8858. Активність цього цементу відповідає марці 500 (клас C42,5).

В даний час у технології дорожніх бетонів часто застосовують суперпластифікатори на полікарбоксилатній основі або добавки, що містять у своєму складі полікарбоксилат. У дослідженнях застосовували дві добавки такого типу - Fk 59 (полікарбоксилат) і Fk 63E (містить карбоксилат), виробництва MC Bauchtmie (Німеччина).

Швидкість набору міцності бетонів на цьому цементі, незважаючи на наявність шлаку висока (табл.1):

Таблиця 1

Кінетика набору міцності бетонами з витратою цементу 360 кг/м³

Кількість добавок, % від m _ц	Міцність за згином, МПа, у віці, діб.			Міцність за стиском, МПа, у віці, діб.		
	3	7	28	3	7	28
Fk 59 – 0,5	6,2	6,6	8,0	44,3	48,5	54,9
Fk 63E – 0,5	4,9	6,2	7,7	37,8	46,8	52,4

Так, до 3 доби твердіння бетони мали 63...78 % марочної міцності, а до 7 доби – до 88 % від марки. Декілька більш повільна швидкість набору міцності бетонами з добавкою Fk 63E обумовлена уповільнюючими властивостями самої добавки, в складі якої крім карбоксилатів містяться лігносульфонати, що здатні сповільнювати твердіння цементів.

Таблиця 2

Морозостійкість бетонів з витратою цементу 360 кг/м³

Вид і кількість добавок, % від m _ц	Коефіцієнт морозостійкості після кількості циклів	
	10	20
Fk 59 – 0,5 + Air 202– 0,085	0,98	0,98
Fk 63E – 0,5 + Air 202 – 0,085	0,96	0,98

Дослідження морозостійкості бетонів на цементі ПЦ II/A-III-500 показали (табл. 2), що вона вище марки F200 вимоги, що згідно ДСТУ 8858 необхідна для дорожніх бетонів.

Таблиця 3

Строки тужавлення цементу ШПЦ III/A-400

Тип цементу	Нормальна густина, %	Початок тужавлення	Кінець тужавлення
ШПЦ III/A-400	31,5	5 год. 15 хв.	8 год. 10 хв.
ШПЦ III/A-400+ Fk59	28,5	3 год. 20 хв.	5 год. 40 хв.

Також було проведено дослідження цементів типу ШПЦ III/A-400. В основному, ці дослідження проводили без суперпластифікаторів, тому, що цементи цього типу поки що заборонено застосовувати для дорожніх покриттів. Нормативні документи рекомендують їх застосування для шарів укріплених основ. А використання суперпластифікаторів для цих шарів дорожнього одягу нормативними документами не регламентовано.

Проведені дослідження показали (табл. 3), що нормальна густина цементу склала 31,5 %, що досить багато, але застосування

суперпластифікаторів дозволяє значно знизити цю величину. Питома поверхня цього цементу склала $S_{\text{пит}} = 338 \text{ м}^2/\text{кг}$, а залишок на ситі з діаметром отворів 0,08 мм склав 8,2 %.

Строки тужавлення цементного тіста на цьому цементі значно відрізняються від строків тужавлення тіста на чистоклінкерних цементах або цементу типу ПЦ ІІ/А-ІІІ-500 в бік значного їх збільшення. Але при введенні суперпластифікатору полікарбоксилатного типу також дозволяє значно скоротити їх.

Ці результати свідчать про наявність в складі цього цементу більшої кількості грубодисперсних частинок, ніж в цементах з меншим вмістом шлаку.

Але, незважаючи на дані нормальної густоти та термінів тужавлення, активність цементу була досить високою і становила 47,5 МПа. Це відповідає цементу марки 500.

Таблиця 4

Кінетика набору міцності бетонами з витратою цементу $360 \text{ кг}/\text{м}^3$

Кількість добавок, % від $m_{\text{ц}}$	Міцність за згином, МПа, у віці, діб.			Міцність за стиском, МПа, у віці, діб.		
	3	7	28	3	7	28
—	-	3,16	6,54	-	22,5	44,9
Fk 59 – 0,5	-	4,78	7,32	-	31,8	49,3

Дослідження кінетики набору міцності бетонами на цементі ШПЦ ІІІ/А-400 показали, що уповільнення твердіння дійсно спостерігається, і тому випробування зразків на третю добу твердіння не проводили. Однак, можна відзначити, що застосування полікарбоксилатного суперпластифікатора дозволяє значно прискорити твердіння бетону. Крім того, до 28 діб твердіння міцність бетонів на цьому цементі без добавки перевищує марку М400 та відповідає класу В30.

Морозостійкість бетонів на ШПЦ ІІІ/А-400 з добавкою Fk59 відповідає марці F200. Цікаво, що результати випробувань бетонів на морозостійкість, проведених іншими дослідниками [1], показали, що найменшу морозостійкість, особливо при одночасному впливі заморожування та хлористих солей, мають бетони на чистоклінкерному цементі та на шлакопортландцементі.

Співпраця академії з провідними установами і закладами в галузі транспортного і гідротехнічного будівництва

Одеською державною академією будівництва та архітектурикладені договори про співпрацю з наступними установами і закладами:

- Служба відновлення та розвитку інфраструктури в Одеській області
- Служба місцевих автомобільних доріг Одеської області



Підписання договору про співпрацю з Службою місцевих автомобільних доріг Одеської області

- Державне агентство природних ресурсів (державний регіональний проектно-вишукувальний інститут Укрпівдендінпроводгосп)
- University North (Хорватія)



Ділова розмова щодо подальших планів на співпрацю з представниками Хорватського університету

www.mapei.ua

MAPEI
КІЇВ • ПЕРЕМІЖЖЯ • БУХАРИШЧІ • ІЗМЕРІВНИЙ КИЇВ

- Суперпластифікатори для підводного і надводного бетонування
- Матеріали для ремонту, відновлення та структурного посилення бетонних конструкцій
- Гідроізоляція та захист конструкцій
- Системи для підземного будівництва та відновлення

ТОВ "МАПЕІ УКРАЇНА"
м.Київ, вул. Е.Сверстока, 13
т. (044) 221-15-01