

**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

27-28 травня 2022 р.

м. Одеса

УДК 626 : 627

Г 46

*Рекомендовано до друку Вченою Радою
Одеської державної академії будівництва та
архітектури (протокол № 12 від 30 червня 2022 р.)*

Г 46 Гідротехнічне і транспортне будівництво : зб. тез міжнар. наук.-техн. конф. — Одеса : ОДАБА, 2022. — 83 с. **ISBN 978-617-7900-62-6**

ОРГКОМІТЕТ

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

Кровяков С.О., д.т.н., доц., 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, академік Академії енергетики України, **заступник голови**.

ЧЛЕНИ ОРГКОМІТЕТУ

Рибалка Д.І., начальник служби автомобільних доріг в Одеській області;

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

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

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

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

Ісаєв 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;

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

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

УДК 626 : 627

Г 46

ISBN 978-617-7900-62-6

© **Одеська державна
академія будівництва та
архітектури, 2022**

НАУКОВИЙ КОМІТЕТ

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

Ванкевич А.Ю., директор державного регіонального проектно-вишукувального інституту "Укрпівдендніпровдгосп";

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;

Гінтаріс Каклаускас, проф., д.т.н., Вільнюський технічний університет ім. Гедимінаса, кафедра залізобетонних конструкцій та геотехніки.

Дворкін Л.Й., д.т.н., проф., завідувач каф. технології буд. 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;

Клименко Є.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;

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

Рибаков Юрій., проф. Академік Європейської академії наук, зав.відд. будівельних конструкцій, кафедра 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., зав. відділу технології виготовлення залізобетонних конструкцій ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»;

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

Технічний редактор:

Рубцова Ю.О., к.т.н., Одеська державна академія будівництва та архітектури.

ЗМІСТ

Смолянець В.В. Місцеві дороги – розвиток районів та області	8
Абрамов В.М. До питання про методику розрахунку вантажопідйомності прогонової будови автодорожнього мосту	10
Бойко О. В., Константиновський О. П., Ковальчук О. Ю., Лісогор В.О. Роль нітрату натрію в протидії карбонізації пластифікованого шлаколужного бетону в умовах періодичного впливу морської води	13
Вировой В.М., Коробко О.О., Суханов В.Г. Умови безпечного функціонування об'єктів гідротехнічного і транспортного будівництва	16
Дворкін Л.Й., Житковський В.В. Високоміцні реакційно-порошкові бетони та фібробетони з застосуванням техногенної сировини	19
Кіосак В.А., Патрашку Є.В. Застосування нечіткої логіки при оцінці технічного стану транспортних магістралей	23
Кровяков С.О., Гедулян Д.Ю., Крижановський В.О., Заволока М.В. Міцність і зносостійкість фібробетонів дорожніх покриттів і промислових підлог зі сталевую та поліпропіленовою фіброю	26
Кровяков С.О., Чистяков А.О., Бершадський А.О. Міцність і середня густина бетонів на вторинному щебені для основ автомобільних доріг	29
Лапіна О.І. Луцкін Є.С., Шинкевич О.І. Використання золошлаків в дорожньому будівництві	32

Лапіна О.І., Мороз К.О.

Проектування реконструкції автомобільних доріг з використанням комп'ютерних технологій 35

Мішутін А.В., Заволока М.В.

Плавучі споруди із залізобетону 39

**Онищенко А.М., Шалінський В.В., Чиженко Н.П.,
Гаркуша М.В.**

Обстеження автодорожнього мосту гідротехнічної споруди Дніпровської ГЕС 42

Осадчий В.С., Анисимов К.И., Великий Д.И., Бааджи В.Г.

Облік розжиження ґрунтів при розрахунках конструкцій причалів 45

Осадчий В.С. Синица Р.В. Анисимов К.И.

Особливості проєктування дренажних систем на зсувних майданчиках міської забудови 48

Осадчий В.С. Синица Р.В., Анисимов К.И.

Експериментальні дослідження конструкцій огороджувальних споруд неповного вертикального профілю 51

Рогачко С.И.

Защита подходных каналов от заносимости 55

Рубцова Ю.О.

Особливості адаптування технологічних карт до сучасної практики портового гідротехнічного будівництва 56

Толмачов С.М.

Контроль якості бетонів при будівництві злітно-посадкової смуги 59

Школа О. В., Мосічева І. І., Марченко М. В.,

Мурадов О. О.

Загальні класифікаційні критерії штучних територій морських терміналів і споруд 64

Гришин А.В., Чернушко Ю.П.

Нелінійний розрахунок причальної споруди у вигляді масивної підпірної стінки спільно з оточуючим її ґрунтовим і водним середовищем 67

Matija Kancijan, Božo Soldo, Miroslav Bunić Prilog analizi utjecaja potresa na stabilnost kosina	70
Співпраця академії з провідними установами і закладами в галузі транспортного і гідротехнічного будівництва	82

МІСЦЕВІ ДОРОГИ – РОЗВИТОК РАЙОНІВ ТА ОБЛАСТІ

Смолянець В.В., к.т.н., заступник начальника Служби малих автомобільних доріг Одеської області

Одеська область – найбільша за територією область України площею 33,3 тис.км² (5,5 % території України), розташована на південному заході країни.

Мережа автомобільних доріг загального користування Одеської області має загальну протяжність 8327,9 км, у тому числі місцевого значення – 5526,5 км. (66,4%), з них: 46 обласних протяжністю 1553,6 км та 634 районних протяжністю 3972,9 км. До складу автомобільних доріг місцевого значення входять 797 мостів (загальною протяжністю 12609 пог. м.), 7199 водопропускних труб (загальною протяжністю 90481 пог. м.).

Щільність автомобільних доріг загального користування місцевого значення в Одеській області у 10,8 разів менша, ніж у Франції (відповідно 0,17 та 1,84 кілометра доріг на 1 кв. кілометр площі), у Німеччині щільність майже 12 разів більше (2,0 кілометра доріг на 1 кв. кілометр площі), а рівень фінансування одного кілометра автодоріг в Україні відповідно у 5,5 - 6 разів менший, ніж у зазначених країнах, а це впливає на загальний технічний стан мережі доріг.

Протягом декілька десятиліть через недофінансування дорожньої галузі основний обсяг ремонтно-будівельних робіт виконувався на автомобільних дорогах державного значення, а місцева мережа підтримувалась в проїзному стані за рахунок експлуатаційного утримання.

Внаслідок недотримання міжремонтних строків експлуатаційний стан більшості автомобільних доріг загального користування місцевого значення є незадовільним. Потребує ремонту 4700 км доріг (85,0 % від загальної протяжності доріг і 96 % штучних споруд), також потрібно будувати нові дороги для збільшення логістичних напрямків області, які дозволить забезпечити мобільність населення, зниження соціальної напруги, підвищення рівня доступності соціальних, культурних, освітніх і медичних послуг та туристичних об'єктів для користувачів автомобільних доріг.

Згідно з реформою децентралізації в березні 2018 року було створено Державне підприємство «Служба місцевих автомобільних доріг» та 17.12.2018 передано автомобільні дороги на баланс Одеською державною адміністрацією.

З початку 2019 року було розпочато відновлення існуючої мережі автомобільних доріг загального користування місцевого значення. На даний час розробили проектну-кошторисну документацію на 254,2 км. З 2019 по 2022 рік відновили автомобільні дороги загального користування місцевого значення протяжністю 149,8 км і підтримували проїзний стан доріг за рахунок експлуатаційного утримання. В 2021 році вперше за часів незалежності України в Одеській області побудували міст через р. Кучурган на автомобільних доріг місцевого значення С161927 /Р-33/ - Новокрасне, км 1+195 протяжністю 72,8 п.м. Під час будівництва виконувалися сучасні технології та механізми зі застосуванням новітніх матеріалів (комполімерного матеріалу на улаштування перильного огороження і енергозберігаючі автоматичного освітлення мосту), які вперше примінилися в Одеській області. За виконанням робіт було залучено інженерний супровід в якості якого виступило Державне підприємство «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна».

В 2021 році були відремонтовані до 30 річчя Незалежності України наступні об'єкти:

- С162405 Білолісся - Приморське - Російка, на ділянці км 25+500 - км 36+170 (протяжністю 10,670 км.);

- О161525 КПП "Федосіївка" - Подільськ - Ананьїв, км 41+772 - км 52+772 (протяжністю 11 км.);

- С161927 /Р-33/ - Новокрасне, км 1+195 (ремонт мосту протяжністю 72,8 п.м.);

- О161828 /М-15/ - Доброолександрівка - Великодолинське - /М-27/, на ділянці км 26+722 - км 27+245 (протяжністю 0,523 км.);

- О160708 Виноградівка - Котловина - Нагірне - Орлівка - /М-15/, на ділянці км 17+200 - км 22+480 (протяжністю 5,28 км.).

На 2022 рік було заплановано розробити проектну-кошторисну документацію на 135,79 км і відремонтувати 58,4 км.

У зв'язку із вторгненням на територію України і запровадженням воєнного стану ДП «Служба місцевих робіт» тільки в травні місяці розчали виконувати роботи за рахунок експлуатаційного утримання.

ДО ПИТАННЯ ПРО МЕТОДИКУ РОЗРАХУНКУ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ АВТОДОРОЖНЬОГО МОСТУ

Абрамов В.М., к.т.н., с.н.с,

(Донбаська національна академія будівництва і архітектури)

Вантажопідйомність прогонОВОЇ будови мосту – це один з основних параметрів, який характеризує експлуатаційний стан споруди в цілому.

У теперішній час визначення вантажопідйомності конструкцій автодорожніх мостів, в тому числі прогонОВОЇ будови, регламентовано нормативним документом ДСТУ Н Б.В.2.3-23:2012.

Вантажопідйомність згідно з цім ДСТУ визначається порівнянням показників зусиль у перерізах елементів від характеристичних (нормативних) тимчасових рухомих навантажень з граничними значеннями, вираженими у відповідних еквівалентних навантаженнях,

Розрахунок зводиться до перевірки виконання умови :

$$q_e \geq p_e, \quad (1)$$

де q_e —граничне значення еквівалентного навантаження з урахуванням фактичного технічного стану конструкцій на даний час;

p_e —еквівалентне навантаження від характеристичних (нормативних) сучасних тимчасових рухомих навантажень.

Для визначення p_e розглядають колони навантажень Н-30, автомобільне навантаження за схемою АК з навантаженням класу К, та одиничне навантаження у вигляді колісного транспортного засобу НК-80 або НК-100 згідно з діючими нормами, із використанням ліній впливу зусиль у прогонОВОЇ будови , як це показано в нормах минулого часу (СН 200-62), та з урахуванням поперечного розподілу ціх навантажень.

Якщо нерівність (5.1) не задовольняється, тобто $p_e > q_e$, то обчислюють величину зниження вантажопідйомності δ (у відсотках), за якою класифікують експлуатаційний стан.

Величину δ визначають за формулою вказаного вище ДСТУ

$$\delta = (1 - q_e / p_e) 100. \quad (2)$$

Далі в нормах (ДСТУ) наведено методику розрахунку значення еквівалентного навантаження p_e шляхом використання ліній впливу зусиль з урахуванням коефіцієнта розподілення рухомого навантаження поперек прогонОВОЇ будови (КПР), наприклад, за схемою позacentрового стиску, з посиланням на колишні норми проектування мостів і труб, в яких викладено таку методику (СН 200-62).

В «Методичних рекомендаціях з визначення вантажопідйомності автодорожніх мостів», розроблених ДП ДерждорНДІ у 2021 році, викладено деякі нові пропозиції, наприклад :

- виконувати визначення фактичних значень допустимого тимчасового навантаження за першою групою граничних станів (а ні за першою і другою, як вказано в ДСТУ), крім того, пропонується три схеми визначення вантажопідйомності;

- введено поняття коефіцієнта вантажопідйомності, як співвідношення допустимого зусилля від тимчасового рухомого навантаження для даного елемента до зусилля від сучасного рухомого навантаження, що розглядається, при цьому вантажопідйомність є результат множення цього коефіцієнту на масу транспортного засобу, відносно якого оцінюється вантажопідйомність;

- при відомому проектному тимчасовому руховому навантаженні, відсутності негативних змін стану і умов експлуатації конструкцій вантажопідйомність приймається просто з таблиці, яку наведено;

- надано чіткий перелік місць перевірочних перерізів для визначення зусиль при оцінці вантажопідйомності елементів різних статичних схем.

Пірі складанні наступної редакції цих «Методичних рекомендацій ...» слід виконати коригування їх тексту, надати уточнення з урахуванням, зокрема, наступних зауважень:

- в п. 1, абз. 1, замість «...за результатами обстеження ...» доцільно надати : « ...за результатами розрахунків з урахуванням даних обстеження ...», то - му, що допустимо навантаження і зусилля в елементах визначають розрахунками, а ні обстеженням, що також вказано в п. 5.2;

- вантажопідйомність «у долях» (п. 5.1, рядок 5) визначають від характеристичних (нормативних) тимчасових рухомих навантажень, значить коефіцієнти, вказані у п. 5.2 (надійності і інші), в цьому випадку не потрібні;

- з п. 6.1.3 доцільно прибрати слово «виконавчої», виконавча документація – це зовсім інше, ніж проектна документація, виконавча – це документація виконавців робіт, тобто будівельників, а ні проектувальників

Відання цих «Методичні рекомендації ...», особливо окремим документом, здається корисним і своєчасним. Однак, в той же час деякі рекомендації даного документу не переконливі і потребують доповнення та доопрацювання, зокрема те, що викладено у п. 5.5, відносно обов'язкової перевірки розрахунків, які виконано з використанням метода скінчених елементів (МСЕ), розрахунками

спрощеною аналітичною методикою при допустимості розбіжності результатів не більш, ніж на 10 %.

Для перевірки доцільності такої умови (щодо розбіжності результату до 10 %) і з метою загальної апробації методики, в даній роботі виконано розрахунки вантажопідйомності прогонової будови за методом, якій викладено в ДСТУ, тобто шляхом визначення КПр аналітичним способом, та за допомогою обчислення КПр з використанням МСЕ, на прикладі реальної споруди – автодорожнього мосту через невелику річку на одній з автомобільних доріг Харківської області.

Міст (та його частина зі своєю прогоною будовою і опорами, що збудована пізніше при реконструкції з поширенням проїзної частини) виконано за схемою 3×12 , габарит Γ 8,3 м, є тротуар шириною 1,7 м з одного боку. Прогонова будова за статичною схемою балкова, розрізна. Балки (плити з овальними порожнечами, 9 штук у прольоті) з'єднано за допомогою бетонних шпонок, вони, з попередньо напруженого залізобетону за типовим проектом 3.503 – 12 («Союздорпроект»), з повною довжиною 12,0 м (розрахункова довжина $L = 11,4$ м), шириною 980 мм і висотою 600 мм. Опори берегові обсіпні, стійкові. Опори проміжні також стійкові. Ригелі монолітні залізобетонні.

Результати порівняння розрахунків зусиль (згинального моменту M в елементах прогонової будови) за аналітичним методом і за чисельним методом (МСЕ) показують, що на практиці розбіжність результатів може бути і віще, ніж вказані в «Методичних рекомендаціях ...» 10 % (в даному випадку ця розбіжність складає 14 %). В той же час величина зниження вантажопідйомності δ при визначення зусиль в елементах прогонової будови за МСЕ така ж, як і при розрахунку аналітичним рекомендацій методом (20 %).

Таким чином, результати апробації нового способу визначення вантажопідйомності автодорожніх мостів показують, що «Методичні рекомендації ...» потребують подальшого удосконалення, зокрема уточнення деяких вихідних положень, а також корегування тексту документу.

РОЛЬ НІТРАТУ НАТРІЮ В ПРОТИДІЇ КАРБОНІЗАЦІЇ ПЛАСТИФІКОВАНОГО ШЛАКОЛУЖНОГО БЕТОНУ В УМОВАХ ПЕРІОДИЧНОГО ВПЛИВУ МОРСЬКОЇ ВОДИ

Бойко О. В., аспірантка, м.н.с., **Константиновський О. П.**, к.т.н., доц.
Ковальчук О. Ю., к.т.н., с.н.с., **Лісогор В.О.**, студент
*(Науково-дослідний інститут в'язучих і матеріалів ім.
В.Д. Глуховського, Київський національний університет будівництва і
архітектури)*

Підвищення довговічності будівельних конструкцій, особливо при функціонуванні в умовах дії агресивних середовищ, є актуальною світовою тенденцією розвитку сучасного матеріалознавства. Одним з шляхів підвищення довговічності залізобетонних конструкцій, що функціонують в морській воді, є використання шлаколузних бетонів [1].

Однак, в реальних умовах експлуатації бетон морських споруд (причали, пірси, берегоукріплюючі споруди, греблі тощо) зазнає періодичного впливу вуглекислого газу повітря і морської води. Ризик деградації шлаколузного бетону в таких умовах може посилюватися [2] з огляду на підвищений вміст гелевої фази [3]. Агресивність середовища в разі висушування в умовах дії атмосферної вуглекислоти і зволоження в морській воді описується поєднанням класів впливу ХС4 (вплив вуглекислого газу при періодичному контакті з водою) і ХС3 (періодичний вплив морської води або повітря з аерозолями морської води) згідно з [4]. Пластифікація є додатковим чинником погіршення структури і відповідно деградації бетону [5].

Для таких умов експлуатації пластифікованого шлаколузного бетону запропоновано модифікацію, суттю якої є поліпшення порової структури бетону і зменшення дифузії вуглекислого газу шляхом використання добавки нітрату натрію (NaNO_3). Відомо, що використання NaNO_3 призводить до підвищення показників міцності шлаколузного цементу за рахунок збільшення ступеню гідратації шлакової складової [6]. Також показано, що використання цієї солі обумовлює поліпшення порової структури гідратованого бетону внаслідок підвищення ступеня закристалізованості гідратних новоутворень шлаколузного цементу (низькоосновні гідросилікати кальцію, гідроалюмосилікати кальцію) [7]. Вказаний ефект супроводжується ущільненням структури, підвищенням міцності і зменшенням деформації усадки [8].

Метою роботи є визначення ефективності протидії карбонізації пластифікованого шлаколужного бетону в умовах періодичного впливу морської води шляхом введення добавки натрію NaNO_3 .

Вплив нітрату натрію на структуроутворення шлаколужного цементу

За допомогою методів фізико-хімічного аналізу показано, що модифікація шлаколужного цементу, отриманого як на основі соди кальцинованої, так і на основі метасилікату натрію добавкою NaNO_3 призводить до підвищення ступеню закристалізованості гідратних новоутворень.

Вплив нітрату натрію на властивості шлаколужного бетону

Ефективність використання NaNO_3 перевірено при відповідності консистенції дрібнозернистої бетонної суміші марці П12. Значення В/Ц для бетону на основі соди кальцинованої та метасилікату натрію відповідно становили: для контрольних складів – 0,45 і 0,38, для модифікованих NaNO_3 – 0,45 і 0,40. Властивості бетону визначали після 90 циклів зволоження в морській воді і висушування на повітрі при температурі $105 \pm 3^\circ\text{C}$.

Порова структура, швидкість ультразвуку. Модифікація бетону на основі соди кальцинованої визначає зменшення об'єму капілярних пор на 11,9 % і збільшення об'єму умовно закритих пор на 34,8 %. Поліпшення порової структури спостерігається також при модифікації бетону на основі метасилікату натрію: об'єм капілярних пор зменшується на 26,2 %, а об'єм умовно закритих пор збільшується на 22,9 %.

Зміни в поровій структурі визначають ущільнення структури бетону на соді кальцинованій і метасилікату натрію, що характеризується збільшенням швидкості поширення ультразвуку на 2,1 і 2,7 % відповідно. Формування більш щільної структури при використанні метасилікату натрію обумовлено більшим об'ємом гідросилікатного гелю, ступінь закристалізованості якого підвищується за участю NaNO_3 .

Показники міцності. Показано збільшення міцності на згин і стиск шлаколужного бетону на основі соди кальцинованої при модифікації відповідно на 15,4 та 13,0 %. Аналогічній закономірності підпорядковується зміна показників міцності шлаколужного бетону при використанні добавки NaNO_3 : міцність на згин підвищується на 8,3 %, міцність на стиск – на 7,5 %.

Карбонізація. За якісною реакцією 0,1 % розчину фенолфталеїну в етиловому спирті модифікація спричинює сповільнення швидкості

карбонізації на 50 %. Вказаний ефект забезпечується ущільненням мікроструктури під дією NaNO_3 .

Подяка. Автори висловлюють подяку за фінансову підтримку роботи, яка виконується в рамках бюджетного фінансування № 1020U001010, а також в рамках сумісного проєкту Наукової ради Литви та Міністерства освіти і науки України «Протидія транспорту агресивних іонів SO_4^{2-} і Cl^- в армованому сталевію арматурою портландцементному бетоні для морського будівництва», код проєкту S-LU-22-7.

Література

1. Krivenko P., Petropavlovskiy O., Kovalchuk O., Cao H.L., Weng L.Q. Efficiency of the Alkali-Activated Cement Concretes for Sea Construction. *Materials Science Forum*. 2019. Vol. 968. P.3-12.
2. Soive A., Tran V.Q., Baroghel-Bouny V. Requirements and possible simplifications for multi-ionic transport models–Case of concrete subjected to wetting-drying cycles in marine environment. *Construct. Build. Mater*. 2018. Vol. 164. P. 799–808.
3. Krivenko P. Why Alkaline Activation – 60 Years of the Theory and Practice of Alkali-Activated Materials. *Journal of Ceramic Science and Technology*. 2017. Vol. 8. P. 323-334.
4. ДСТУ Б В.2.7-176:2008. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови. [Чинний від 2010-04-01]. Київ, 2010. 109 с.
5. Sohail M.G., Kahraman R., Nuaimi N.A., Gencturk B., Alnahhal W. Durability characteristics of high and ultra-high performance concretes. *Journal of Building Engineering*. 2021. Vol. 33. 101669.
6. Пат. 122081 Україна. Шлаколушний цемент для високорухливих бетонних сумішей та бетонів на їх основі. П. В. Кривенко, О. М. Петропавловський, О. Ю. Ковальчук, А. В. Пасько, І. І. Руденко, О. П. Константиновський. а 20180796; опублік 10.09.2020, Бюл. № 17. (Патент на винахід).
7. Krivenko P., Gots V., Petropavlovskiy O., Rudenko I., Konstantynovskiy O., Kovalchuk A. Development of solutions concerning regulation of proper deformations in alkali-activated cements. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2019. Vol. 5 (6-101). P. 24-32.
8. Krivenko P., Gots V., Petropavlovskiy O., Konstantynovskiy O., Kovalchuk A. Development of solutions concerning regulation of proper deformations in alkali-activated cements. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2019. Vol. 5(6-101). P.24-32.

УМОВИ БЕЗПЕЧНОГО ФУНКЦІОНУВАННЯ ОБ'ЄКТІВ ГІДРОТЕХНІЧНОГО І ТРАНСПОРТНОГО БУДІВНИЦТВА

Вировой В.М., *д.т.н., проф.,* **Коробко О.О.,** *д.т.н., доц.,*
Суханов В.Г., *д.т.н., проф.*
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Більшість гідротехнічних і транспортних будівель та споруд експлуатуються в умовах безперервної дії кліматичних навантажень. Це призводить до виникнення та розвитку в будівельних матеріалах перманентних знакозмінних об'ємних деформацій. В свою чергу, об'ємні зміни здатні привести до накопичення залишкових деформацій, які можуть ініціювати процеси розвитку тріщин в виробках та конструкціях, знижуючи тим самим рівень їх безпечного функціонування. Під безпечним функціонуванням в загальному випадку розуміють умови, в яких знаходиться складна система в разі дії на неї зовнішніх та внутрішніх факторів, які не призводять до виникнення в ній негативних процесів. Крім умов навколишнього середовища, безпека матеріалів та предметів визначається їх здатністю зберігатися в умовах руйнівної дії. Таким чином, безпечне функціонування об'єктів гідротехнічного та транспортного призначення залежить, як від умов експлуатації, так і від здатності матеріалу об'єктів сприймати весь комплекс навантажень без втрати базових параметрів якості. Тому важливою та актуальною задачею є визначення основних механізмів забезпечення безпечного функціонування будівельних об'єктів різних видів і призначення в умовах дії кліматичних та експлуатаційних навантажень.

В якості об'єкта аналізу прийнята будівельна конструкція-система. Уявлення конструкції у вигляді системи дозволяє використовувати прийоми та методи системного підходу, що робить можливим вивчати та аналізувати організацію структури, яка утворюється шляхом взаємодії, трансформації та взаємовпливу всього різноманіття індивідуальних елементів [1]. З цієї множини елементів особливої уваги заслуговують елементи, які не входять в якості компонентів у вихідний склад матеріалу, але які в значній мірі визначають поведінку матеріалу та конструкції при дії експлуатаційних навантажень – це пори, капіляри, поверхні розділу та тріщини.

Дослідження процесів організації структури матеріалів різної природи дозволило запропонувати гіпотезу багатоосередкового структуроутворення. Ідея багатоосередкового структуроутворення ґрунтується на спонтанному виникненні внутрішніх поверхонь розділу – принципово нових елементів структури в результаті самовільного

групування складових навколо структуроутворюючих центрів (осередків). Нові елементи активно приймають участь в усіх подальших процесах структуроутворення, що дає підставу заключити про дискретно-еволюційний характер розвитку структури, при якому кожна послідовна подія не витикає із попередньої. На кожному такому етапі починає реалізовуватися свій сценарій розвитку структури за принципом «від досягнутого». Виникнувши в результаті багатоосередкового структуроутворення, поверхні розділу стають універсальними елементами, які сприяють формуванню своєрідного портрета структури матеріалу і конструкції в цілому. Поверхні розділу контролюють всі процеси, пов'язані зі сприйняттям, передачею та дисипацією енергії деформацій, приймають участь та лімітують процеси масопереносу, зберігають мозаїчність будови, забезпечують взаємозв'язок між різними структурними рівнями та, що найголовніше, вони скидають принцип безперервності. Крім того, поверхні розділу здатні вироджуватися в пори, капіляри і тріщини. Вони підтримують індивідуальність кожного структурного блока на всіх рівнях неоднорідностей, забезпечуючи будову типу «структура в структурі». Внаслідок багатоосередкового структуроутворення, яке реалізується різними механізмами на різних рівнях неоднорідностей в структурі матеріалу конструкції-системи, утворюється набір елементів структури, які можна класифікувати на консервативні, метастабільні та активні за швидкістю реакції на внутрішні та зовнішні подразники. До активних елементів структури віднесені умовно «невидимі» елементи у вигляді поверхонь розділу, тріщин та залишкових локальних і інтегральних деформацій. Невидимість активних елементів зумовлена відсутністю інформації про їх участь при інтерпретації експериментальних результатів по формуванню властивостей конструкції-системи.

Відомо, що практично будь-яка система веде себе так, як їй дозволяють себе вести або найбільш слабкі, або найбільш активні елементи. Сам факт присутності тріщин в мозаїчній структурі матеріалу, створює невірноважений та нестабільний стан окремих структурних неоднорідностей та конструкції в цілому. Повсюдність тріщин порушує суцільність матеріалу, що ускладнює та найчастіше робить неможливим оцінку властивостей за середніми характеристиками. В загальному випадку виділені тріщини-структуроутворювачі, які здатні, шляхом зміни власних параметрів, забезпечувати стабільність структури, та тріщини-руйнівники, які розвиваючись в локальних зонах, проходять свій власний життєвий цикл, припиняючи при цьому життєвий цикл конструкції-системи.

Таким чином, за рахунок незворотних змін активних елементів змінюється показник гомеостазу, який характеризує сталість конструкції-системи при дії на неї зовнішніх та внутрішніх факторів. Це веде до зниження рівня внутрішньої безпеки, під якою розуміється здатність зберігати цілісність протягом всього періоду функціонування системи. В свою чергу, зниження рівня внутрішньої безпеки може привести до того, що сама конструкція-система стає загрозою для свого оточення за рахунок порушення її зовнішньої безпеки. Під зовнішньою безпекою розуміють здатність системи не викликати зміну основних параметрів елементів оточення. Зовнішня безпека визначається комплексом вимог до самої конструкції, яка входить в якості складового елемента в співдружність типу «конструкція-система в системі конструкцій-систем». Взаємозв'язок внутрішньої та зовнішньої безпеки дозволяє виділити в окрему загальносистемну закономірність так звану комплексну безпеку. Під комплексною безпекою розуміють стан системи, при якому забезпечується така взаємодія зовнішньої та внутрішньої безпеки, при котрій зберігається стан системи в умовах дії зовнішніх та внутрішніх факторів. До основних показників комплексної безпеки слід віднести процеси змін активних елементів, що дає змогу кількісно визначити фазу утворення руйнівної тріщини-системи. Це ставить задачі оцінки стану системи, який має нести інформацію про структурні зміни та визначати допустимі границі змін, перевищення яких може привести до зниження безпечного функціонування системи.

Проведений аналіз дозволяє заключити, що в результаті багатоосередкового структуроутворення в матеріалі конструкцій-системи самоутворюються активні елементи у вигляді поверхонь розділу, тріщин та залишкових деформацій. Активність тріщин при певних ситуаціях може привести до їх незворотного росту, що неминуче позначиться на цілісності конструкції-системи. При цьому властивості матеріалу практично залишаються у встановлених межах, що дозволяє заключити про незмінність параметрів надійності конструкції. Умовно невидимі елементи структури повинні одержати ранг видимих, що дозволить більш надійно прогнозувати надійність будівельних об'єктів.

Література

1. Суханов В.Г., Выровой В.Н., Коробко О.О. Структура материала в структуре конструкции: монография. Одесса: ПОЛИГРАФ, 2016. 244 с.

ВИСОКОМІЦНІ РЕАКЦІЙНО-ПОРОШКОВІ БЕТОНИ ТА ФІБРОБЕТОНИ З ЗАСТОСУВАННЯМ ТЕХНОГЕННОЇ СИРОВИНИ

*Дворкін Л.Й., д.т.н., проф., Житковський В.В., к.т.н., доц.
(Національний університет водного господарства та
природокористування)*

В останні десятиліття завдяки науково-технічному прогресу будівництво, в т.ч. гідротехнічне і дорожнє будівництво, вийшло на нові рубежі. Розвиток і впровадження бетонів нового покоління, які характеризуються високими будівельно-технічними властивостями, дозволяють зводити унікальні споруди, що мають високу надійність і техніко-економічну ефективність. До бетонів нового покоління відносяться і реакційно-порошкові бетони, що містять як заповнювачі дрібні піски, як наповнювачі – активні мінеральні добавки, а також суперпластифікатори з високою водоредукуючою та пластифікуючою здатністю.

Реакційно-порошковий бетон (РПБ) у 90-х роках 20 століття був розроблений у Франції. Його можна розглядати як різновид високофункціональних бетонів (High Performance Concrete), що характеризуються міцністю на стиск до 150...200 МПа, високою деформативністю і стійкістю в т.ч. до динамічних впливів [1].

В будівництві вже є приклади унікальних споруд, зведених з РПБ. Однією з перших таких споруд був Шербрукський пішохідний міст у Квебеку (Канада), конструкція якого представляє ферму, що не містить арматурної сталі, натягнуту сталевими тросами. Ефективна товщина мосту становить лише 150 мм. Якщо така конструкція була б побудована зі звичайного НРС, вона мала б товщину майже 400 мм. Висока динамічна стійкість дозволяє застосовувати ці бетони для зведення захисних і фортифікаційних споруд, протиосколочних покриттів.

В Україні промислового досвіду застосування РПБ поки немає. Впровадженню цього бетону заважала відсутність системних технологічних досліджень із застосуванням сировинних матеріалів України і проблематичність, пов'язана з рекомендованим застосуванням як активної мінеральної добавки мікрокремнезему, товарне виробництво якого в Україні відсутнє.

Це обумовило мету досліджень, що виконані нами на кафедрі ТБВіМ НУВГП [2], котра полягала у розробці технологічних параметрів РПБ із застосуванням вітчизняних вихідних матеріалів і добавок.

Експериментальні дослідження полягали у порівняльному визначенні основних параметрів для обґрунтування складів РПБ із застосуванням різних видів мінеральних добавок і суперпластифікаторів, що забезпечують високі значення міцності бетону на стиск і згин, в т.ч. в початкові строки твердіння та їх динамічну стійкість. Встановлена можливість застосування метаксаоліну (МТК), золи-виносу ТЕС (ЗВ), доменного гранульованого шлаку (ДГШ), аспіраційного пилу (АП), меленого кварцового піску (МКП) для отримання РПБ з міцністю на стиск у 28 добовому віці до 130 МПа при міцності в 1 добовому віці до 50 МПа і через 7 днів більше 100 МПа. Додатковий позитивний вплив на міцність чинить застосування комплексних мінеральних добавок, що містять до 10% маси цементу метаксаоліну. Найбільш ефективною добавкою в комплексі з метаксаоліном можна вважати золу-винос.

Міцність при згині для досліджених серій зразків знаходилась в межах від 18,3 до 32,2. Співвідношення міцності РПБ досліджених складів при стиску до міцності при згині, що характеризує тріщиностійкість бетону, коливається від 4 до 5 в той час, як для звичайних бетонів воно становить 7...8.

З різних видів суперпластифікуючих добавок найбільш ефективними можна вважати суперпластифікатори поліакрилатного та полікарбоксилатного типів, зокрема такі як Dynapop SP-3 і Melflux 2651f.

Поряд з індивідуальним впливом окремих факторів на властивості РПБ певне значення має і їх взаємодія. Для вивчення сумарного впливу витрат цементу, мінеральної добавки і суперпластифікатора на основні властивості бетонних сумішей і затверділих РПБ отримано комплекс експериментально-статистичних моделей за допомогою результатів спланованих експериментів.

Аналіз їх дозволив простежити сумарний вплив основних параметрів складу РПБ та ефектів їх взаємодії на його властивості.

Крім виду і витрат цементу, мінеральної добавки і суперпластифікатора на міцність бетону впливають і якісні параметри заповнювача, зокрема його фракційний склад. Отримані експериментально-статистичні моделі дозволяють вибирати оптимальні зернові склади кварцового піску, ступінь наповнення бетону меленим піском і його питому поверхню.

На основі отриманих моделей побудовано номограми водопотреби та міцності РПБ, виготовлених із застосуванням золи-виносу ТЕС та доменного гранульованого шлаку. Дані номограми в сукупності з моделями можуть бути використані для проектування складів РПБ із заданою міцністю та рухомістю.

На властивості РПБ, особливо на ранню міцність, позитивно впливає тепловолгісна обробка як пропарюванням, так і витримкою в гарячій воді. Пропарювання РПБ із ізотермічною витримкою 8 год. при температурі 50° С спричиняє підвищення міцності при стиску на 1 добу в середньому у 2,5...3 рази (рис. 1). Витримування зразків у гарячій воді дозволяє також отримати дані за міцністю, що близькі до значень, отриманих при пропарюванні.

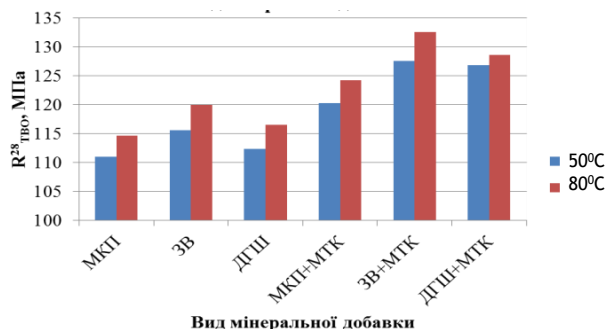


Рис. 1. Вплив температури ізотермічної витримки при тепловолгісній обробці та виду мінеральних добавок на міцність РПБ

Покращення властивостей РПБ, і особливо його деформативності, досягається дисперсним армуванням. В дослідженнях застосовували сталеву хвилясту та анкерну фібру, а також мікрофібру, базальтову та поліпропіленову фібру. Залежно від виду фібри, В/Ц та вмісту цементу у фібробетоні отримали планованим експериментом відповідні моделі міцності фібробетону. Найкращі результати для РПБ отримані при застосуванні сталеві мікрофібри. Основний ефект від дисперсного армування РПБ проявляється у збільшенні співвідношення міцності на згин до міцності на стиск. Міцність на розтяг при згині реакційно-порошкового фібробетону (РПФБ) понад у 2 рази вища порівняно з дрібнозернистим фібробетonom.

Покращення міцності на розтяг при згині РПФБ досягається при полідисперсному армуванні сталеві мікрофібри і базальтової фібри. При витраті сталеві фібри міцність фібробетону на розтяг при згині у 7 добовому віці складала 27,9 МПа, а максимальне її значення для композиційного РПФБ становить 31,3 МПа (при витраті базальтової фібри 4 кг/м³ та довжині волокон 12 мм). Для прогнозування властивостей і проектування оптимальних складів полідисперсноармованих РПФБ отримано комплекс необхідних моделей.

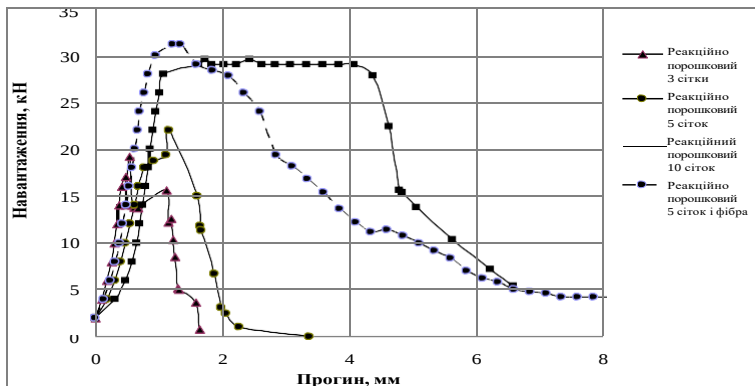


Рис. 2. Діаграма навантаження-деформація для зразків РПБ з різним вмістом сіток

Поряд з міцністю вивчено ряд інших властивостей РПФБ, що визначають їх технологічність, а саме водопотребу і легкоукладальність, зберезуваність рухомості, розшаровуваність, усадочні деформації і морозостійкість.

За результатами випробувань побудована діаграма навантаження-деформації в РПФБ, на якій спостерігається суттєво виражене «плато» сталості навантаження при зростанні деформації прогину, що свідчить про наявність високих деформативно-пластичних властивостей матеріалу (рис. 2).

Суміші РПБ до замішування водою можуть слугувати напівфабрикатом для отримання сухих будівельних сумішей різного призначення з відповідним корегуванням складів. На кафедрі ТБВіМ НУВГП в цьому напрямку також зроблені відповідні напрацювання.

Для встановлення ефективності розроблених РПФБ як елементів захисних споруд були проведені випробування в умовах військового полігону, котрі підтвердили підвищену стійкість залізобетонних плит, підсилені РПБ, до різних видів зброї.

Література

1. Richard, P. and Cheyrezy, M. (1995), –Composition of reactive powder concretes, Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, pp. 1501-1511.
2. Бетони нового покоління: монографія / Л. Й. Дворкін, В. В. Житковський, О. М. Бордюженко [та ін.]; за ред., д.т.н., професора Л. Й. Дворкіна. – Рівне: НУВГП, 2021. – 317 с.

ЗАСТОСУВАННЯ НЕЧІТКОЇ ЛОГІКИ ПРИ ОЦІНЦІ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ТРАНСПОРТНИХ МАГІСТРАЛЕЙ

Кюсак В.А., *д.ф.-м.н., проф., Патрашку Є.В., аспірант,*
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Нечітка логіка це розділ математики, який узагальнює та розвиває математичну логіку, оснований на булевій алгебрі та теорію множин. Основні поняття були введені Л. Заде в 1965 році [1]. Предметом дослідження нечіткої логіки є вивчення процесів в умовах невизначеності, а також схожих, аналогічних явищ. Технології, що використовують нечітку логіку широко застосовують для управління технічними системами, зокрема: управління воротами гребель на гідроелектростанціях, наведення телекамер при трансляціях спортивних змагань, робота двигунів для економного руху, однокнопкове управління пральними машинами. Успішним є застосування для діагностики раку та прогнозування землетрусів [2].

В останні роки математичні моделі з використанням нечіткої логіки знаходять застосування в тому числі і при діагностиці стану автомобільних доріг, мостів, споруд, а також багатьох інших процесів. Нами методи нечіткої логіки використовуються для вдосконалення методів діагностики транспортних магістралей.

Важливою складовою забезпечення якості транспортних магістралей є проведення своєчасної діагностики конструкцій та складових частин магістралі. Під діагностикою транспортних магістралей розуміють дослідження ознак та усунення причин пошкоджень конструкцій. Дослідження базуються на вивченні параметрів стану транспортних магістралей, окремих їх елементів, споруд та змін на протязі часу в процесі експлуатації, ремонту чи реконструкції.

Діагностика складається з трьох основних етапів:

- 1) візуальна оцінка параметрів;
- 2) інструментальне дослідження за допомогою технічних засобів;
- 3) аналіз отриманих діагностичних даних з метою складання висновків про технічний стан.

В зв'язку з великою протяжністю транспортних магістралей, під якими розуміємо не лише автомобільні, залізничні чи водні шляхи, а й газотранспортні магістралі, не останню роль при діагностиці грають оперативність досліджень та ефективність методів обробки отриманої інформації. Вивчення поведінки таких складних конструкцій, як транспортні магістралі, неможливе без проведення різноманітних

експериментів. При цьому натурні експерименти не завжди можуть бути реалізовані. Часто вони важко втілюються технічно та мають велику вартість. В таких ситуаціях перевагу мають комп'ютерні моделі, які, в свою чергу, не можливі без математичних моделей об'єктів та процесів в них.

Математична модель повинна бути адекватною, тобто відповідати фізичній поведінці конструкції в необхідних умовах. Для багатьох технічних систем та їхніх складових елементів існують перевірені застосуванням точні математичні моделі, які добре себе зарекомендували та дозволяють майже не звертатись до натурних експериментів. Випробування в таких випадках зводиться до виявлення виробничих дефектів.

По іншому все відбувається тоді, коли досліджуються складні системи, в яких людина відіграє значну роль. В таких ситуаціях використовується принцип несумісності, тобто для отримання висновків про стан складної системи відмовляємося від високих стандартів точності та строгості, а застосовуємо підходи, які є наближеннями по своїй природі і будуються на методах нечіткої логіки.

Реалізується цей підхід введенням так званої лінгвістичної змінної, що описує нечітке відображення людиною стану об'єкту діагностики. Лінгвістичну змінну можна визначати як змінну, яка приймає значення в вигляді слів звичайної природної мови. Наприклад, лінгвістична змінна «технічний стан об'єкту» може приймати наступні значення: дуже поганий, поганий, задовільний, добрий, відмінний та інші. Зрозуміло, що змінну «технічний стан об'єкту» можливо звести до звичайної змінної, де її значення - точні числа. Лінгвістична змінна приймає значення від нуля до одиниці. Для того, щоб лінгвістична змінна стала математичним об'єктом, знадобилось розширення поняття множини [3]. Було введено поняття нечіткої множини, яка включає звичайну множину як окремий випадок.

Підвищення ефективності оцінки технічного стану транспортної магістралі може бути досягнуте застосуванням правил на основі правил нечіткої логіки. В цьому випадку експертні оцінки мають вигляд нечітких множин.

З появою нечіткої логіки з'явилась можливість кількісного аналізу таких явищ, які раніше враховувались лише на якісному рівні або вимагали використання дуже грубих моделей.

Прийняття рішення про технічний стан транспортної магістралі базується на вивченні відхилень від нормативних показників або від попередніх досліджень. Будується спеціальна інтегральна ознака, що

описує технічний стан транспортної магістралі в залежності від стану елементів та конструкцій. Інтегральна діагностика ознаки може бути визначена експертами з використанням діючих норм та вимог, а також з використанням досвіду та накопиченими аналогами та напрацюваннями.

При формуванні еталонних залежностей велике значення мають думки експертів, а деякі залежності можуть мати ймовірнісний характер. Такі залежності називають експертними оцінками. Вони записуються в вигляді функцій належності. Основні етапи процесу підготовки еталонних залежностей складаються з наступних процедур:

- визначення початкових параметрів;
- встановлення гранично допустимих параметрів;
- оцінка впливу на стан факторів часу та інтенсивності експлуатації;
- розрахунок ймовірності безаварійної роботи;
- аналіз інформації про експлуатацію.

Можемо зробити висновок, що використання методів нечіткої логіки дозволяє:

- a) за рахунок зменшення часу на етапах діагностики технічного стану транспортних магістралей прискорити процес отримання необхідної інформації для прийняття рішень;
- b) підвищити якість діагностики за рахунок накопичення досвіду експертів;
- c) зменшити вплив виконавця робіт на процес оцінки стану системи;
- d) автоматизувати систему інформаційно-аналітичного забезпечення управління якістю транспортних магістралей.

Література

1. Л. Зале, Поняття логістичної змінної та її застосування для прийняття наближених рішень. М:Мир, 1976.
2. А. Кофман. Введение в теорию нечетких множеств. М:Радио и связь, 1982.
3. Д.С. Беляев. Способ оценки состояния дорожных конструкций анализом спектра виброскорости при проезде транспортных средств.//Строительные материалы. 2012, №5, с.68-71.

МІЦНІСТЬ І ЗНОСОСТІЙКІСТЬ ФІБРОБЕТОНІВ ДОРОЖНІХ ПОКРИТТІВ І ПРОМИСЛОВИХ ПІДЛОГ ЗІ СТАЛЕВОЮ ТА ПОЛІПРОПІЛЕНОВОЮ ФІБРОЮ

Кровяков С.О., *д.т.н., доц.,* Гедулян Д.Ю., *асп.,*
Крижановський В.О., *асп.,* **Заволока М.В.,** *к.т.н., проф.*
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

За вимогами ДБН В.2.3-4:2015 для дорожніх покриттів можуть використовуватись цементобетони класів на стиск від C12/15 до C50/60 і на розтяг при згині від $B_{\text{тб}}$ 2,0 до $B_{\text{тб}}$ 6,0, допустимі марки за стиранністю від G1 до G3.

Для покращення фізико-механічних властивостей бетонів для жорстких покриттів автомобільних доріг і промислових підлог сьогодні активно використовується дисперсне армування з різними типами фібри [1,2]. Але у зв'язку із зростанням цін на металеву фібру стає актуальною задача використання дисперсних волокон з більш дешевих матеріалів, наприклад з полімерів [3].

В дослідженнях було порівняно показники міцності та стиранності фібробетонів з використанням різних типів фібри, а саме сталеві виробництва «Стальканат-Сітур» (довжина 50 мм, діаметр 1 мм) і поліпропіленової «Baumesh» (довжина 36 мм, діаметр 0,68 мм).

Для приготування фібробетонів використовувався портландцемент CRH ПЦ II/A-III 500 P-H, щебінь фракції 5-20 мм і кварцовий пісок з модулем крупності 2,75. Полікарбоксилатний суперпластифікатор MC-PowerFlow 3200 використовувався для забезпечення рівної легкоукладальності фібробетонних сумішей S4. Відповідно для досягнення необхідної марки S4 контрольного складу №1 (без фібри), складів фібробетонів дисперсно-армованих поліпропіленовою фіброю №2, №3 і №4 (2, 2,5 і 3 кг/м³) та складів з армуванням сталеві фіброю №5, №6 і №7 (15, 20 і 25 кг/м³) необхідна кількість суперпластифікатору становила відповідно 3,4 кг/м³ (0,944% від маси цементу), 4,08 кг/м³ (1,133% від маси цементу) та 3,64 кг/м³ (1,011% від маси цементу). Середня густина бетонів і фібробетонів знаходилася у діапазоні 2410-2440 кг/м³.

Бетон контрольного складу №1 відповідав проектному класу на стиск C20/25. У віці 7 діб контрольний склад мав міцність на стиск 28,9 МПа, що для раннього віку умовно відповідає класу бетону C16/20. Зразки фібробетонів №2 і №3 з поліпропіленовою фіброю мали міцність на стиск у тому ж віці 29,5 та 31,4 МПа відповідно, що також умовно відповідає класу бетону C16/20. Зразки фібробетону №4 з поліпропіленовою фіброю досягли міцність на стиск 32,2 МПа. Отже вже у віці 7 діб зразки фібробетону №4 відповідали проектному класу C20/25. В свою чергу зразки фібробетону №5 зі сталеві фіброю на 7

добу твердіння мали міцність на стиск 30,9 МПа, тобто умовно відносилися до класу С16/20. Зразки фібробетонів №6 і №7 зі сталевою фіброю за 7 діб досягли міцності на стиск 32,1 МПа та 33,3 МПа відповідно та вже у цьому віці відповідали проектному класу С20/25.

На 28-му добу контрольний склад №1 відповідав проектному класу С20/25 та мав міцність на стиск 35,6 МПа. В свою чергу всі фібробетони з поліпропіленою фіброю на 28 добу мали клас бетону С25/30 та в залежності від кількості фібри мали міцність на стиск від 38 до 41 МПа. Фібробетони армовані сталевою фіброю також досягли класу С25/30 у проектному віці та в залежності від кількості фібри їх міцність на стиск була в діапазоні від 39 до 43 МПа. При цьому витрата цементу на 1 м³ фібробетонів була аналогічною контрольному складу №1 (360 кг/м³).

Тобто використання різних типів фібри позитивно впливає на міцність фібробетонів на стиск. Усі досліджені фібробетони у проектному віці мали міцність, яка забезпечує на один клас вище у порівнянні з контрольним складом. Застосування поліпропіленої фібри у середньому підвищило міцність фібробетонів на стиск у порівнянні з контрольним складом на 7,6% у віці 7 діб та на 12,6% у віці 28 діб. Фібробетони зі сталевою фіброю у віці 7 діб перевищували міцність на стиск контрольного складу в середньому на 11,3%, а у віці 28 діб – на 16,4%.

Випробування фібробетонів на міцність на розтяг при згині проводилися у віці 28 діб. Міцність бетону контрольного складу була 3,53 МПа, що відповідає класу В_т 2,8. Фібробетони №2-4 з поліпропіленою фіброю мали міцність на розтяг при згині від 4,49 МПа до 4,72 МПа, фібробетони №5-7 зі сталевою фіброю досягали показників міцності на розтяг при згині від 4,47 МПа до 4,75 МПа. Тобто всі фібробетони відповідали класу В_т 3,6 і мали міцністю на розтяг при згині у середньому на 30% вище міцності контрольного складу.

Можна відзначити, що міцність на стиск і на розтяг при згині бетонів зі сталевою фіброю практично дорівнює показникам міцності бетонів з пропіленою фіброю. При цьому слід враховувати, що порівнюються фібробетони з суттєво різним вмістом волокон: до 3 кг/м³ для поліпропіленої фібри «Baumesh» та до 25 кг/м³ для сталеві анкерної фібри. Беручи до уваги підвищення цін на сталеву продукцію, використання поліпропіленових волокон може бути більш доцільним.

Зносостійкість є важливим показником якості бетону дорожніх покриттів та промислових підлог, які постійно знаходяться під впливом зовнішніх зусиль від автомобілів, навантажувачів, тощо.

Встановлено, що контрольний склад мав стиранність 0,52 г/см² та за діючим ДСТУ 8858:2019 не допускається для влаштування

цементобетонних дорожніх покриттів, тому що його це показник більше допустимих $0,50 \text{ г/см}^2$.

При введенні волокон фібри обох типів зносостійкість бетону підвищується. Стиранність матеріалу зменшується у середньому на 39,1% при використанні поліпропіленової фібри виробництва «Baumesh» в залежності від її кількості, а також на 30,9% при використанні сталеві фібри виробництва «Стальканат-Сілур». Витрата поліпропіленової фібри у кількості 2 кг/м^3 , сталеві фібри 15 кг/м^3 та 20 кг/м^3 дозволяє отримувати фібробетони з маркою за стиранністю G3, а витрата поліпропіленової фібри $2,5$ та 3 кг/м^3 або сталеві фібри 25 кг/м^3 дозволяє отримувати фібробетони з маркою за стиранністю G2. Краща зносостійкість фібробетонів з використанням поліпропіленової фібри пояснюється кращим її зчепленням з бетонною матрицею, що простежувалося при випробуваннях міцності на згин. За рахунок меншого зчеплення сталеві фібри з бетонною матрицею при навантаженнях стирання, сталеві волокна «вивільняються» з бетонного масиву, в той час як поліпропіленові залишаються у ньому і надають більшу резистентність зносу композиту.

Таким чином встановлено, що використання дисперсного армування поліпропіленовою фіброю «Baumesh» у кількості до 3 кг/м^3 дозволяє підвищити міцність бетону на стиск та на розтяг при згині, а також його зносостійкість у тому ж масштабі, як і використання дисперсного армування сталеві анкерною фіброю «Стальканат-Сілур» у кількості до 25 кг/м^3 . При цьому з економічної точки зору використання поліпропіленової фібри, яка має набагато меншу витрату в порівнянні зі сталеві, є більш доцільним.

Отримані склади фібробетонів за своїми фізико-механічними характеристиками можуть використовуватися для влаштування жорстких цементобетонних дорожніх покриттів та бетонних промислових підлог.

Література

1. Chajec A., Sadowski L. The effect of steel and polypropylene fibers on the properties of horizontally formed concrete. MDPI Materials. 2020. № 13(5827). 19 p.
2. Kos Z., Kroviakov S., Kryzhanovskiy V., Grynyova I. Research of Strength, Frost Resistance, Abrasion Resistance and Shrinkage of Steel Fiber Concrete for Rigid Highways and Airfields Pavement Repair. MDPI Applied Sciences. 2022, 12, 1174
3. Saidani M., Sarairoh D., Gerges M. Behaviour of different types of fibre reinforced concrete without admixture. Eng. Struct. 2016. №113. P. 328-334.

МІЦНІСТЬ І СЕРЕДНЯ ГУСТИНА БЕТОНІВ НА ВТОРИННОМУ ЩЕБЕНІ ДЛЯ ОСНОВ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

Кровяков С.О., д.т.н., доц.,
Чистяков А.О., асп., Бершадський А.О., студ.
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Згідно ГБН В.2.3-37641918-557:2016 при конструюванні та розрахунку жорсткого дорожнього одягу необхідно передбачати широке використання місцевих матеріалів і вторинних продуктів.

В останні роки в різних країнах світу поширюється практика влаштування дорожніх основ із вторинної сировини, зокрема бетонного лому, а точніше вторинного щебню, на який даний лом переробляється. Використання вторинного щебню дозволяє вирішити проблему переробки бетонних відходів та рекультивації звалищ будівельного сміття. Відносна нестабільність властивостей бетону на основі вторинного щебню не дозволяють виготовляти з нього критичні несучі залізобетонні конструкції, але його допустимо використовувати в дорожньому будівництві для влаштування основ цементобетонних покриттів [1].

На даний момент актуальною залишається задача підбору раціональних складів бетонів на основі вторинного щебню, що пов'язано з різноманітністю наявних на ринку заповнювачів, в'язучих та добавок пластифікаторів. При цьому доцільним є максимальне використання вторинних ресурсів, зокрема цементу з високим вмістом шлаків металургійного виробництва.

Досліджувалася ефективність застосування пластифікаторів різного типу у бетонах основ автомобільних доріг на вторинному щебені, а також порівнювалися міцність і середня густина бетонів на вторинному і гранітному щебені.

В першій серії експериментів в складах досліджених бетонів змінювався тип щебню, на якому виготовлявся бетон: вторинний або гранітний. Це дозволило порівняти властивості бетону на вторинному щебені з властивостями бетону аналогічного складу на гранітному щебені. Також змінювався тип піску: Біляєвського ($M_{кр}=1,56$) або Вознесенського ($M_{кр}=2,29$) кар'єру. Для всіх складів застосовувався шлакопортландцемент СШПЦ 400-Д60.

У другій серії експериментів з врахуванням того, що бетони на основі піску Біляєвського кар'єру характеризувалися підвищенням В/Ц, досліджувалися бетони на основі піску Вознесенського кар'єру, модифіковані суперпластифікатором полікарбоксилатного типу МС-PowerFlow 3200. При цьому використовувався портландцемент ПЦ

П/Б-Ш-400 з вмістом меленого доменного шлаку 35%. Для всіх досліджених бетонів кількість цементу складала 320 кг/м³.

Встановлено, що бетони на вторинному щебні характеризуються відчутно вищим В/Ц суміші завдяки природно більшій пористості та пошкодженості поверхні крупного заповнювача. Для всіх досліджених бетонів була визначена середня густина і міцність на стиск (рис.1).

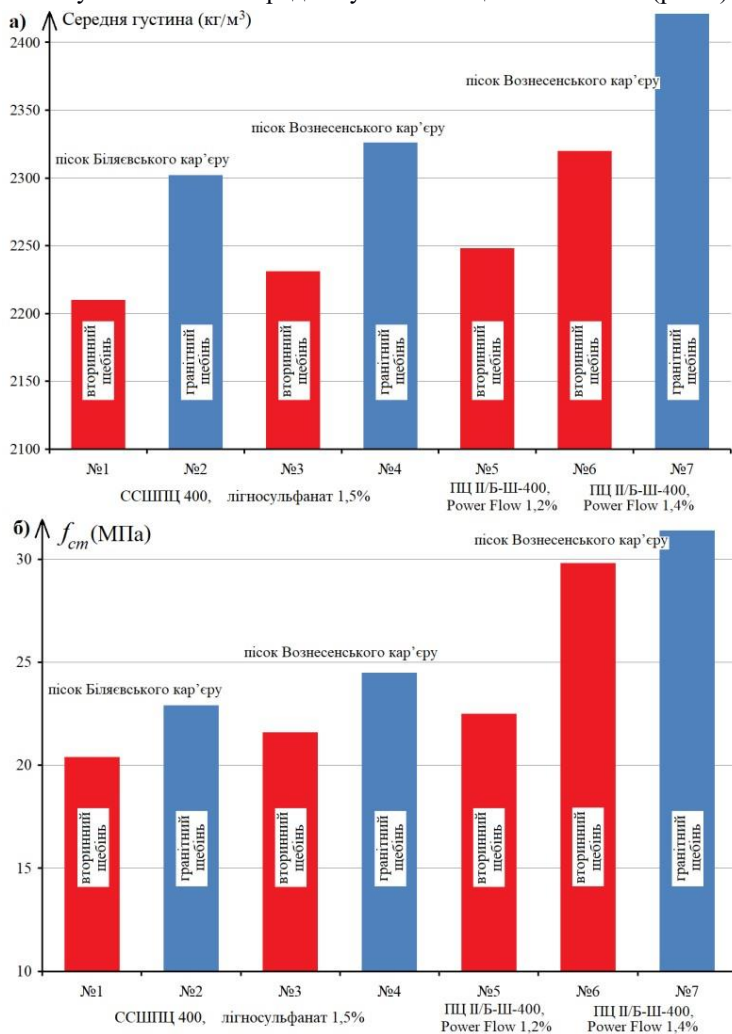


Рис.1. Середня густина (а) і міцність на стиск (б) досліджених бетонів

Таким чином, середня густина бетонів на вторинному щебні є на 4,2-4,4% меншою в порівнянні з середньою густиною бетонів на гранітному щебні і аналогічному піску та з аналогічною добавкою. Це обумовлено як більшим В/Ц сумішей, так і особливостями самого щебню, що є менш щільним. Фактично поверхня вторинного щебню є досить пористою, що впливає як на В/Ц, так і на густину композиту в цілому. Середня густина бетонів на більш крупному піску Вознесенського кар'єру є на 25-30 кг/м³ вищою, ніж середня густина бетонів на аналогічному щебні та більш дрібному піску Біляєвського кар'єру.

Завдяки описаним вище особливостям вторинного щебню в композитах на основі ССШПЦ 400-Д60 та при використанні добавки лігносульфанату міцність на стиск бетонів на вторинному щебні є на 12..13% меншою в порівнянні з міцністю бетонів на гранітному щебні і аналогічному піску. Але при використанні більш ефективної добавки полікарбоксилатного типу MC-PowerFlow 3200 різниця у міцності бетону на вторинному та гранітному щебні складає лише 5,4%. При цьому міцність бетонів на піску Вознесенського кар'єру на 4..6% вище, ніж міцність бетонів на аналогічному щебні та більш дрібному піску Біляєвського кар'єру. Також можна відмити, що бетони складів №6 і №7 завдяки нижчому В/Ц та використанню цементу з меншою часткою доменного шлаку характеризувалися найбільшою міцністю серед досліджених.

Для складів №6 і №7 також була визначена міцність на розтяг при згині, яка відповідно склала 2,75 МПа і 2,87 МПа. Тобто міцність на розтяг бетонів на вторинному щебні майже не відрізнялася від міцності аналогічного бетону на гранітному щебні. Це можна пояснити особливостями роботи заповнювача з пористою поверхнею, яка характеризується високою адгезією до цементно-піщаної матриці.

В цілому міцність бетонів на вторинному щебні із використанням цементів, що містять шлак, дозволяє ефективно використовувати їх для основ автомобільних доріг, які відрізняються кращою довговічністю та експлуатаційними властивостями [2], зокрема завдяки запобіганню утворення колійності.

Література

1. Jagadeesh S., Venkateswara Rao J., Vasavadatta Ch.. An experimental study on the effective use of recycled concrete aggregates in rigid pavements. International Journal of Civil Engineering and Technology. 2018; vol.7 issue: 06, 1519-1528.
2. Kryzhanovskiy V.O., Kroviakov S.O. Strength of rigid pavement concretes modified with polycarboxylate admixture on different types of cement. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2020, №79, С.92-98. DOI: 10.31650/2415-377X-2020-79-92-98

ВИКОРИСТАННЯ ЗОЛОШЛАКІВ В ДОРОЖНЬОМУ БУДІВНИЦТВІ

Лапін О.І. к.т.н., доц., **Луцкін Є.С.**, к.т.н., доц., **Шинкевич О.І.**
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Одним із перспективних напрямів великотоннажної утилізації золошлакової суміші (ЗШС) з відвалів є використання її на будівництво земляного полотна автомобільних доріг (обсяг споживання становить від 20 до 100 тис. м³ на 1 км). За кордоном шляховики є одними з основних споживачів ЗШО (рисунк 1). В даний час обсяги використання золошлакових відходів у розвинених країнах становлять від 50 до 100% їх виходу. Наприклад, широко відомий позитивний досвід застосування цих матеріалів у США, Німеччині, Японії, Польщі та Індії.

Розрахунок можливої економії коштів під час будівництва та ремонту автодоріг дає Державний дорожній науково-дослідний інститут ім. Н.П. Шульгіна. Будівництво або ремонт одного кілометра основи дороги (без насипу) з використанням золошлаків ТЕС обійдеться державі на 30% дешевше. При вартості ремонту 1 км кілометра дороги від 3 до 17 млн. грн (залежно від того, поточний це ремонт або капітальний, дані Укравтодору) його можна здешевити на 1 – 5 млн грн, якщо замість природних та дорожчих щебеню, ґрунту та піску застосовувати продукти від згоряння вугілля – золошлаки.



Рис. 1. Використання золошлакових відходів в дорожній промисловості.

Золошлаків в Україні вже накопичено понад 400 млн. тон і щорічно додається ще по 6-7 млн. тонн. Має власного будівельного матеріалу достатньо для ремонту більш ніж 20 тис. кілометрів доріг. І потім – по 700 км щорічно. Якщо в грошах, то використавши всі накопичені золошлаки на золівдвалах українських ТЕС, можна заощадити 75 млрд державних грошей. Переробити всі наявні запаси золошлаків на українських ТЕС можна за 25-30 років. Але лише за умови державного стимулювання їхнього використання.

Шлаки мають один з найвищих потенціалів карбонізації серед промислових лужних відходів через високий вміст CaO і MgO , що послужило стимулом для подальших досліджень.

Проте висока фізична та хімічна мінливість різних типів шлаків призводить до невідповідності нормативних тренувань до вихідних матеріалів. Розрахунки потенціалу карбонізації на основі стехіометрії шлаків показують різний істинний потенціал матеріалу. Тому необхідно проводити серію експериментів щодо перевірки реакційної здатності конкретного шлакового матеріалу, або використовувати теорію топологічних обмежень для врахування його складної хімічної мережі.

Дорожні матеріали та дороги повинні бути спроектовані таким чином, щоб якомога довше витримувати вплив дорожнього руху та клімату. Крім детального планування, найважливішими чинниками, що впливають якість і, отже, на можливий термін служби дороги, є виконання та вибір будівельних матеріалів. У той же час необхідно враховувати екологічні аспекти, такі як захист ресурсів та навколишнього середовища. Завдання муніципалітетів, федеральних земель і федерального уряду: досягти найкращого результату при обмежених ресурсах.

Відповідно до екологічних вимог можливе використання вторинних заповнювачів у порівнянні з первинними матеріалами обмежене. Місцеві умови довкілля, технічні вимоги та тип виконання є факторами, що впливають, які необхідно оцінювати для кожного проекту. У багатьох країнах, в тому числі в Україні, через витрачений час і зусилля багато тендерних органів, як правило, не формують тендери нейтрально по відношенню до продукту, тому дозволяються тільки первинні будівельні матеріали і, таким чином, виключається виконання з використанням вторинної сировини.

Але при дотриманні відповідних місцевих вимог виконання будівельних матеріалів-замінників або вторинних заповнювачів так само безпечне, як і будівництво з первинних будівельних матеріалів, і водночас вигідніше з економічної точки зору. Використання

заміщають будівельні матеріали — часто у поєднанні з первинними будівельними матеріалами — дозволяє зберігати ресурси, сприяє захисту клімату та окупності.

Золошлаки знаходять часто застосування у дорожньому будівництві та земляних роботах. Зола найчастіше використовується як заміник будівельного матеріалу/вторинного заповнювача в дорожній основі як земляне полотно. Рідше за певних дозволів у певних класах дорожнього навантаження золи використовується в підстиляючій підставі, такому як протиморозне покриття або нижня основа/основний шар конструкції дорожнього покриття.



Рис. 2 Особливості та вимоги до використання золошлаків в дорожньому будівництві

При цьому необхідно враховувати екологічні та технологічні вимоги. Наприклад, у Федеральній республіці Німеччина застосування золошлаків у проектах приватного будівництва вимагають дозволу відповідно до водного законодавства. Шлаки можуть використовуватися як заповнювачі та застосовуватися під водонепроникними шарами, такими як асфальт або бетон при дотриманні наступних умов:

- розташування об'єкта за межами водоохоронних зон, заплав та гідрогеологічно вразливих зон;
- мінімальна відстань від найвищого рівня ґрунтових вод -1 м;
- мінімальна відстань до схильних до корозії поверхонь - 0,5 м.

ПРОЕКТУВАННЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ З ВИКОРИСТАННЯМ КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ

Лапіна О.І. *к.т.н., доц.*, **Мороз К.О.**, *к.т.н., доц.*
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

На сьогоднішній день проблема реконструкції автомобільних доріг стає дедалі актуальнішою. Комплекс заходів з реконструкції дозволяє підвищити параметри та характеристики автомобільної дороги для покращення її транспортно-експлуатаційних показників.

Основними проблемами, що виникають при проектуванні реконструкції автомобільної дороги, є обмежений бюджет і відсутність типових рішень, що застосовуються до всієї ділянки, що реконструюється. Проектувальникам доводиться шукати індивідуальні рішення для кожної «проблемної» ділянки: іноді існуюча забудова не дозволяє дотриматися норм проектування, іноді перекладка інженерних мереж виявляється занадто дорогою і т.д.

Процес розвитку засобів обчислювальної техніки і впровадження її в область проектування ознаменувався переходом від використання окремих програм на окремих етапах проектування до створення великих програмних систем, призначених для комплексного виконання проектних робіт

Використання комп'ютерів дозволяє автоматизувати окремі трудомісткі операції при проектуванні. З їх допомогою забезпечується швидке виконання пошуку інформації, обробки матеріалів досліджень, розрахунків, креслярсько-графічних і друкованих робіт. При цьому досягається значне скорочення витрат праці і часу на виконання цих операцій.

Робочий процес виконання проектів реконструкції автодоріг в Civil 3D полягає в отриманні та обробці геодезичної зйомки, створенні цифрової моделі рельєфу (ЦМР) та місцевості (ЦММ), опрацюванні проектних рішень:

- прокладання нової осі траси;
- створення оптимізованого поздовжнього профілю;
- створення конструкцій, коридорів та поперечних перерізів;
- побудова проектних поверхонь та обчислення обсягів.

Крім класичного способу створення ЦМР та ЦММ за допомогою точок та характерних ліній, можна скористатися хмарою точок. Роботу з хмарою точок можна проводити в Autodesk ReCap. Оброблена хмара точок із призначеною системою координат передається в InfraWorks, і

вже там, з хмари точок, можна витягти різні лінійні та вертикальні елементи та експортувати їх для передачі до Civil 3D.



Рис. 1. Отримання та обробка геодезичної зйомки з вилученням лінійних елементів з хмари точок у InfraWorks

Якщо вісь дороги, що реконструюється, вже визначена, то трасу по ній можна створити за допомогою «створення траси з об'єктів». Якщо затвердженого рішення на осі немає, то трасу можна створювати класичними інструментами створення трас або створити трасу методом найкращого вписування. Метод найкращого вписування траси - це створення траси, що відповідає найбільш логічній траєкторії, за послідовністю характерних ліній, точок COGO або відрізків, дуг, точок та блоків AutoCAD.

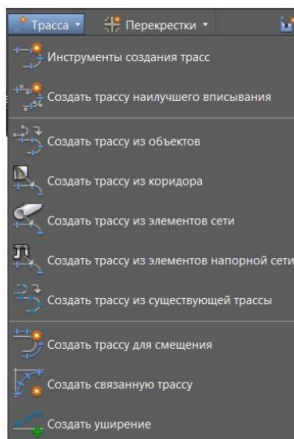


Рис. 2. Інструменти створення трас у Civil 3D

Найскладнішим питанням у реконструкції автодоріг у Civil 3D є оптимізація поздовжнього профілю. Для створення оптимізованого профілю необхідні дані інженерно-геологічних досліджень. Створивши в Subassembly Composer (безкоштовний додаток для Сивіл) елементи для визначення максимально допустимого вирівнювання та фрезерування, з'являється можливість створити коридор з поверхнями по трасі, що реконструюється. Горизонтальною базовою лінією коридору буде вісь дороги, а вертикальною – поверхня низу існуючого асфальтобетону. Відобразивши отримані з коридору поверхні з фрезерування та вирівнювання на поздовжньому профілі дороги, що реконструюється, ми отримаємо так званий «коридор оптимального проходження», в якому потрібно буде прокласти майбутній проектний профіль автодороги самостійно.



Рис. 3. Проектування поздовжнього профілю

Крім традиційних коридорів і конструкцій в Civil 3D є коридори і конструкції, розроблені спеціально для проектування реконструкції автомобільних доріг, а також у пакет адаптації для України. Якщо готові конструкції не задовольняють вимоги до них, то власну конструкцію можна розробити в Subassembly Composer.

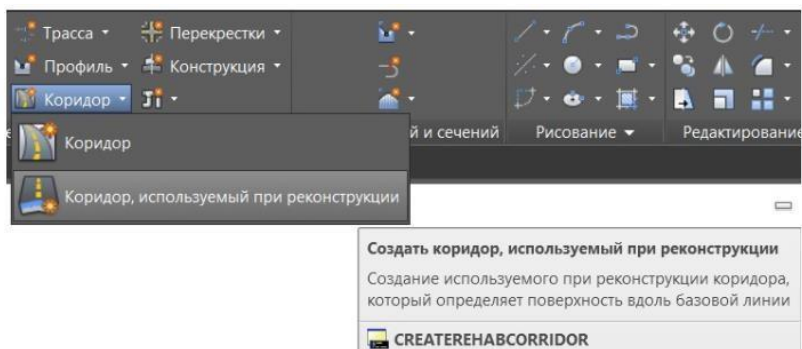


Рис. 4. Коридор реконструкції

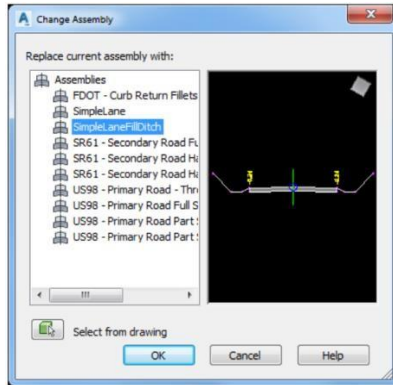


Рис. 5. Елементи реконструкції автодороги із власного пакету в Subassembly Composer

В решті методики розробки проектів реконструкції в Civil 3D не відрізняється від проектування нових доріг: далі створюються поперечні перерізи, обчислюються обсяги робіт. Головна перевага розробки проектів реконструкції в Сівілі – динаміка змін та наочність результатів проектування. При формуванні остаточної моделі в InfraWorks можна підвантажити хмару точок існуючого стану та наочно продемонструвати замовнику, які зміни відбудуться у процесі реконструкції. Використовуючи у своїй роботі зв'язку з різних програм для проектування об'єктів інфраструктури, можна досягти значних успіхів і підвищити якість документації. Створення зведеної моделі дозволяє мінімізувати можливі помилки та витрати на їхнє усунення.

У дорожній галузі такі комбіновані можливості необхідні, наприклад, для подання комплексних проектів автомобільних доріг на плані місцевості, коли в дрібному масштабі користувач на екрані комп'ютера бачить загальну схему мережі доріг, а при поступовому збільшенні з'являються детальні креслення автомобільних доріг.

У світі існує ряд фірм, які розробляють тільки ПІС-продукти. Найбільш відомими з них є: «ESRI» (USA) і «MapInfo» (Canada). Інші виробники такі, як «AutoDesk» (USA) і «Bentley System» (USA), розробляють на єдиному графічному ядрі (AutoCAD в «Autodesk» і Microstation в «Bentley»).

Таким чином, програмне забезпечення для концептуального проектування об'єктів інфраструктури, що дозволяє фахівцям у галузі архітектурно-будівельного проектування моделювати, аналізувати та візуалізувати свої проектні концепції в контексті реального середовища.

ПЛАВУЧІ СПОРУДИ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Мішутін А.В., д.т.н., проф.

Заволока М.В., к.т.н., проф.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Залізобетон отримав широке розповсюдження при будівництві мереж автомобільних доріг, а також морських споруд – причалів, плавучих хвилерізів, плавучих підводних тунелів для автомобільного транспорту, плавучих готелів та підприємств.



Застосування для цих споруд залізобетону обумовлено відповідними властивостями цього матеріалу. До них відносяться: довговічність і висока корозійна стійкість, простота експлуатації, жорсткість і надійність споруд, економічність, не дефіцитність матеріалів, які використовуються.

В спорудах, які експлуатуються у воді, міцність бетону зростає у часі і для нього створюються більш сприятливі умови за рахунок виникнення об'ємного напруження внаслідок гідростатичного тиску на глибині. Насичення бетону водою приводить до набухання. Тобто його обсягу при зовнішнім обтисканні, яке обмежується присутністю арматури.

Процес формування бетону конструкції умовно можна розподілити на три етапи:

- 1) Формування капілярно-пористої системи перед зчепленням бетонної суміші. Основними факторами на даному етапі є склад бетонної суміші, водоцементне відношення В/Ц, консистенція і спосіб ущільнення бетонної суміші.

2). Початковий етап затвердіння бетону. У цей період температурний режим та умови вологості затвердіння бетону істотно впливають на характер отриманої конструкції.

3). Етап експлуатації бетонної конструкції. Залежно від ступеня вологості середовища, і зокрема характеру взаємодії конструкції з водним середовищем, відбуваються певні зміни в конструкції бетону.

Дослідження модифікованого бетону на кафедрі дозволило розробити Технологічні регламенти для його використання при будівництві автодоріг, підводних тунелів, плавучих готелів, не тільки у дипломних проєктах, а й більш широко на практиці.



З числа вітчизняних доків, що будуються в даний час, становлять інтерес доки з використанням композитної конструкції із залізобетонними і сталевими вежами (рис. 1, 2).



Рис.1. Приклад конструкції доку.

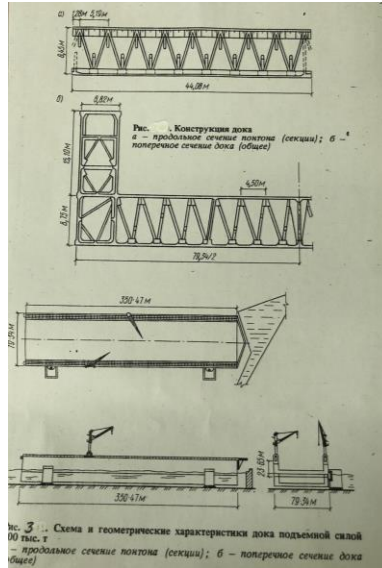


Рис. 2

Така конструкція дозволяє, при збереженні високої довговічності підводної частини доку та високих експлуатаційних якостей, суттєво зменшити вагу доку при невеликій додатковій витраті металу та, крім того, здешевити та спростити виготовлення веж.

Зараз плавучі доки ми можемо використовувати не тільки для ремонту суден, але й, що найголовніше, встановивши на ньому обладнання заводу залізобетонних виробів, для виготовлення об'ємно-блочних та панельних конструкцій для будівництва житла.

Наявність на півдні України плавучих і сухих доків дозволяє проводити будівництво плавучих жилих комплексів, плавучих шпиталів, а також плавучих підприємств – домобудівельних комбінатів. які допоможуть будівництву житла у містах.

ОБСТЕЖЕННЯ АВТОДОРОЖНЬОГО МОСТУ ГІДРОТЕХНІЧНОЇ СПОРУДИ ДНІПРОВСЬКОЇ ГЕС

Онищенко А.М., д.т.н., проф., Шалінський В.В., к.т.н.,

Чиженко Н.П., к.т.н., Гаркуша М.В., к.т.н.

(Національний транспортний університет, м.Київ)

Транспортне сполучення між правим та лівим берегами Дніпра у місті Запоріжжі забезпечується головним чином завдяки автодорожньому переходу, що проходить через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС. До складу зазначеного переходу входять наступні споруди: естакада над шлюзами довжиною 352,00 м; естакада спряження греблі з лівим берегом довжиною 111,50 м; автопроїзд на греблі довжиною 666,00 м (складається з прогонових будов, виконаних у 1977 р. та 1932 р.); міст через аванкамеру довжиною 319,76 м та земляна вставка довжиною 136,57 м.

Міст побудовано взамін раніше існуючого моста з металевими наскрізними фермами з їздою по низу, так як останній не задовольняв відповідним технічним вимогам за вантажопідйомністю, габаритами проїзду та ін. При будівництві нового моста було вирішено використати п'ять опор існуючого моста, частина яких розташована в зонах з глибинами води до 25-30 м, із зміщенням осі нового моста в плані для збільшення кривизни його до мінімально допустимої за нормами – 125 м. Таке рішення обумовило розбивку на прогони та ексцентричне опирання прогонової будови на опорі №4.

Габарит проїзду на мосту прийнято виходячи з умов пропуску чотирьох смуг автомобільного руху з швидкістю 60 км/год. Смуги безпеки прийняті по 0,5 м. Повна ширина проїзду між бар'єрами безпеки $4 \times 3,5 + 2 \times 0,5 = 15,0$ м. При цьому ширина проїзду складає 14,0 м. На криволінійній ділянці моста передбачено додаткове розширення габариту проїзду: нормативне по 0,45 м на кожную смугу руху – для можливості пропуску автопоїздів з причепами довжиною до 11,0 м та викликане конструктивними особливостями – 0,2 м (для врахування зменшення габариту проїзду прямолінійними блоками прогонової будови, що вписані в криву по хордах). При обстеженні конструкцій моста через аванкамеру у жовтні – листопаді 2020 р. були виявлені наступні дефекти.

До основних дефектів коробки головної балки можна віднести наступне: загальна нерівномірна корозія металу кромки ортотропної плити низової сторони близько 50% перерізу, корозійні руйнування стінок окремих поперечних балок, поверхова корозія стінки та ребер

коробки головної балки біля крайніх опор естакади, засміченість у коробці біля крайніх опор № 0 та № 6.

Серед дефектів металевих колон проміжних опор варто виділити такі, як поверхнева корозія верхівок всіх колон та ймовірна виразкова корозія стінок колон за результатами вибіркової товщинометрії, яка в окремих місцях досягає більше 50% їх товщини.

Основними дефектами опорних частин є руйнування окремих анкерних болтів та еластичного ущільнювача опорних частин на опорі №0, поверхнева корозія елементів окремих опорних частин (в першу чергу на опорі №0) через відсутність антикорозійного захисту, відсутні або пошкоджені захисні кожухи всіх опорних частин.

При обстеженні мостового полотна встановлено наступне:

- перильна огорожа має ушкодження лакофарбового покриття, а також нестачу окремих елементів заповнення та деформовані поручні;

- у бар'єрного огородження подекуди виявлено деформації та тріщини консолей-амортизаторів, деформації окремих стояків огородження;

- тротуарне покриття вздовж усіх перил неякісне або взагалі відсутнє, засміченість тротуару, технологічні вирізи в тротуарі закриті просічно-витажним настилом, що призводить до протікання води на нижче розташовані металоконструкції естакади і як наслідок сприяє корозії несних елементів прогонової будови;

- ліхтарні щогли подекуди мають нахил у бік тротуару та проїзної частини, а через відсутність антикорозійного захисту біля тротуарного покриття в окремих місцях розпочались корозійні процеси металу щогли ;

- деформаційні шви місцями потребують очищення від сміття.

Кріплення комунікацій теж мають дефекти – поблизу опори № 0 короб комунікацій зруйнований, наявні бруд та сміття всередині короба; подекуди труба газопроводу не спирається на опорні конструкції.

Опора № 0 має наступні дефекти: відсутнє, внаслідок руйнування, облицювання залізобетонної поверхні опори № 0; вивали плит облицювання, що ускладнюють доступ для підйому на проїзну частину, а також деформовані перила оглядового майданчика, засміченість стояна.

В цілому, за результатами обстеження та виконаних розрахунків відповідно до [1] основні елементи мосту віднесено до наступних експлуатаційних станів: прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); металеві колони проміжних опор – стан 5 (непрацездатний); опорні частини – стан 5 (непрацездатний); опора №

0 – стан 4 (обмежено працездатний); перильна огорожа – стан 3 (працездатний); бар'єрне огороження – стан 3 (працездатний); стовпи освітлення – стан 3 (працездатний); асфальтобетонне покриття проїзної частини – стан 2 (обмежено справний); асфальтобетонне покриття тротуарів – стан 4 (обмежено працездатний); система водовідводу – стан 4 (обмежено працездатний); деформаційні шви – стан 2 (обмежено справний); пересувні візки – стан 3 (працездатний). Таким чином, за рейтингом основних конструктивних елементів автопроїзд у цілому знаходиться у стані 5 – непрацездатний.

Найбільш загрозливим з вище перелічених дефектів наразі є ослаблення перерізів металевих колон проміжних опор. З огляду на те, що зазначені колони являються несними конструкціями естакади, даний дефект вкрай негативно впливає на несну здатність та безпеку експлуатації споруди в цілому.

Виходячи з вище викладеного, для подальшої безпечної експлуатації естакади та недопущення аварій, необхідно невідкладно провести відповідні заходи. В першу чергу необхідно достеменно встановити характер (виразкова корозія, розшарування металу або ін.) та причини ослаблення перерізів колон шляхом влаштування доступу всередину колон (наразі доступ відсутній) та огляду конструкцій всередині колон з виконанням їх детальної товщинометрії. Після цього, з урахуванням отриманих даних, необхідно виконати підсилення колон. До завершення ремонтних робіт з підсилення колон, необхідно зменшити навантаження від автотранспорту, обмежившись пропуском легкових автомобілів вагою до 3 т. При цьому, громадський транспорт (автобуси, тролейбуси) максимальною вагою до 17 т пропускати одиночними екіпажами лише по двох середніх смугах руху. Після вирішення проблеми з проміжними колонами необхідно виконати також наступні ремонтні роботи: підсилити кромки ортотропної плити, ослаблені стінки поперечних балок та опорну діафрагму на опорі №0; замінити опорні частини на опорі № 0, тротуарне покриття та зруйновані корозією короби комунікацій біля опори №0; відновити зруйноване облицювання опори № 0.

Усі інші дефекти хоча і не такі аварійно-небезпечні, проте, теж вимагають усунення в найближчому майбутньому. В іншому випадку, вони з часом теж можуть призвести до аварійно-небезпечної ситуації.

Результати виконаного обстеження в черговий раз підтвердили, що довготривала відсутність належного експлуатаційного утримання мостових споруд у кінцевому результаті призводить до важких наслідків та є причиною появи аварійно-небезпечних ситуацій.

ОБЛІК РОЗЖИЖЕННЯ ҐРУНТІВ ПРИ РОЗРАХУНКАХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИЧАЛІВ

**Осадчий В.С., к.т.н., доцент, Анісімов К.І., доцент,
Великий Д.І., к.т.н., доцент, Бааджи В.Г.**

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

У цій роботі виконано оцінку технічної можливості реконструкції причалів №5, 6 морського торговельного порту «Південний». Причали №5, 6 розташовані у прибережній частині акваторії Малеого Аджалицького лиману та утворюють спеціалізований комплекс з обробки навалочних вугільно-рудних вантажів. Кордон причалів знаходиться на відстані 100÷150 м від берегової лінії.

Існуюча конструкція причалів представлена у вигляді заанкереного больверка з розвантажувальною платформою на металевих пальях, об'єднаних залізобетонним ростверком. Екрануючий ряд паль виконаний із труб $\varnothing 920 \times 12$ мм. Відмітка низу паль -27,0 м, крок паль становить 1,68 м. Другий ряд паль виконаний з труб $\varnothing 920 \times 12$ мм, третій ряд - палі $\varnothing 720 \times 12$ мм. Крок паль другого та третього рядів 3,36 м, позначка низу -25,0 м. Анкерний вузол виконаний з козових паль $\varnothing 720 \times 11$ мм кроком 1,68 м, вертикального ряду паль $\varnothing 920 \times 12$ мм кроком 3,36 м та похилого ряду паль $\varnothing 720 \times 12$ мм кроком 3,36 м. Позначка низу паль анкерного вузла становить -25,0 м. Перетин анкерної тяги 90 мм, крок тяг 1,68 м. Анкерний вузол також об'єднаний залізобетонним ростверком. Загальний вигляд конструкції причалів представлений на рис. 1 (зворотна засипка умовно не показана).

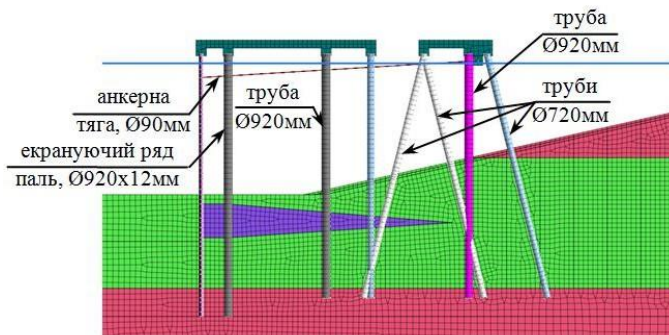


Рис. 1. Загальний вигляд існуючої конструкції причалів

Реконструкція причалів проводиться з метою підвищення категорії навантажень на причали до «0» категорії, а також збільшення глибин біля кордону до позначки -19,0 м. Оскільки територія причалів утворена дисперсними водонасиченими піщаними ґрунтами, виконання проекту підсилення причалів почалося з оцінки можливості розжиження цих ґрунтів при динамічних навантаженнях.

Явище розжиження дисперсних ґрунтів полягає у повній або частковій втраті ними несучої здатності та переході в плинний стан у результаті руйнування структури та зміщення частинок відносно одна одної. Можливість руйнування структури ґрунту визначається інтенсивністю впливів, початковим напруженим станом та щільністю складання ґрунту.

На підставі аналізу існуючих методів проведення польових випробувань ґрунтів, з метою оцінки їхньої поведінки при динамічних впливах, був прийнятий динамічний метод зондування. Зондування проводилося за допомогою стандартного обладнання, що складається з: конуса зонда, 11 метрових штанг, пристрою для безпечного зриву молота, ковадла, опорно-анкерного пристрою (рами з напрямними стійками).

Зондування проводилося у трьох точках, які були заздалегідь підготовлені. Підготовка полягала у знятті навколо цих точок невеликої ділянки монолітної бетонної плити товщиною 300 мм, збірної плити товщиною 200 мм, шару щебеневої підготовки товщиною 300 мм та розчищення піщаної основи (див. рис. 2).



Рис. 2. Підготовка поверхні ґрунту для дослідження

Результати зондування показали, що зворотна засипка складена пухкими або середньої щільності пісками зі слабorozвиненим зчепленням. Такі ґрунти дуже чутливі до динамічних навантажень,

оскільки схильні до розжиження та втрати стійкості, особливо у випадках циклічних впливів, коли спрацьовує принцип накопичення «втоми» засипки. Після обробки та аналізу результатів вимірювань був зроблений висновок про те, що ґрунт засипки має високу здатність до розжиження.

Розрахунки конструкції причалів виконувались за допомогою скінчено-елементних програмних комплексів. Розрахунки напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтового масиву разом із конструкцією причалу виконувались методом скінчених елементів (МСЕ), з визначенням коефіцієнта запасу стійкості методом редукції.

При розрахунках міцності існуючих елементів конструкцій причалу на дію навантажень категорії «0», у якості підсилення прийняті додаткові ряди паль із труб $\varnothing 1220 \times 16$ мм. У ході виконання робіт з підсилення причалу, при зануренні паль, виникає можливість утворення зони розжиження ґрунтів зворотної засипки в радіусі 5,0 м від місця забивання палі. Розрахункова зона розжиження ґрунтів представлена на рис. 3.

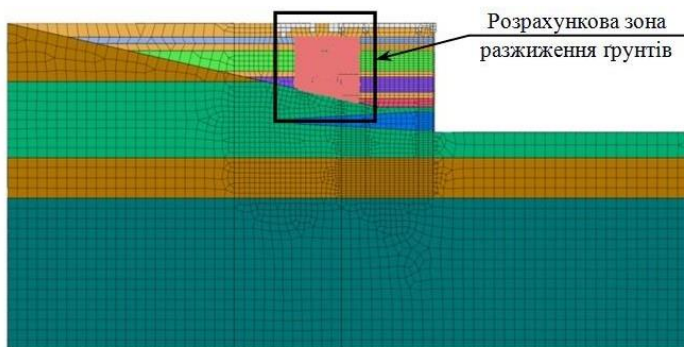


Рис. 3. Розрахункова зона розжиження ґрунтів зворотної засипки

В результаті розрахунків були отримані: згинальні моменти в шпунтовій стінці, екрануючому ряду паль, тилових та анкерних палях, додаткових рядах паль; горизонтальні та вертикальні переміщення конструкцій причалів; поздовжні зусилля в анкерних тягах. Встановлено, що при врахуванні ефекту розжиження ґрунтів зворотної засипки причалу відбувається збільшення згинальних моментів у палях та поздовжніх зусиль в анкерних тягах, а також виникають додаткові загальні переміщення ґрунту зворотної засипки.

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЄКТУВАННЯ ДРЕНАЖНИХ СИСТЕМ НА ЗСУВНИХ МАЙДАНЧИКАХ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ

Осадчий В. С. *к.т.н., доц., Синиця Р. В.* *к.т.н., доц.*

Анісімов К. І. *доц.*

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

У інженерній практиці створення протизсувних заходів широке застосування знайшли різні конструкції укисних дренажних систем. До конструкцій укисних дренажів відносяться: каптажні пристрої, дренажні прорізи, контрфорсні дренажі та дренажі, що розташовані за стінами споруд. Дренажні споруди не є основним заходом боротьби з зсувними процесами. Даний тип споруд, влаштовують з метою відведення ґрунтових вод або каптажу підземних, вод що виходять у даній ділянці на поверхню схилу.

Укисні дренажні споруди, осушуючи схил або запобігають виносу дрібних частинок ґрунту, здатні зменшувати небезпеку обвалення зсувної ділянки. Також дані конструкції дренажних споруд захищають ґрунт зсувного масиву від надмірного зволоження.

Однолінійні дренажні системи, розташовані за межами укосу (вертикального, горизонтального або комбінованого типу), часто є основним методом боротьби з зсувним процесом. Споруди такого типу, у загальні розташовуються у корінному схилі ґрунтового масиву, вздовж бровки, основним призначенням яких є повне або часткове перехоплення ґрунтових вод. Зниження його рівня ще до початку надходження води у зсувний схил.

Конструкції однолінійних дренажних мереж, що розташовуються по за межами укосу, знижують фільтраційний тиск у приукисній частині зсувного схилу, осушують його ґрунти і сприятливо впливають на загальну стійкість зсувного масиву.

Співробітниками кафедри гідротехнічного будівництва Одеської державної академії будівництва та архітектури при виконанні робочого проєкту влаштування протизсувних заходів на майданчику будівництва житлового комплексу, розташованого за адресою м. Одеса, вул. Приморська, 1Б, у районі Митної площі, було запроєктовано нову конструкцію комбінованого дренажу. Застосування даної конструкції дренажної відсічної мережі дозволить підвищити загальну стійкість зсувного схилу та відвести ґрунтові води від надходження до котловану майбутнього будівництва. Схема влаштування запропонованої конструкції комбінованого дренажу представлена на рис. 1.

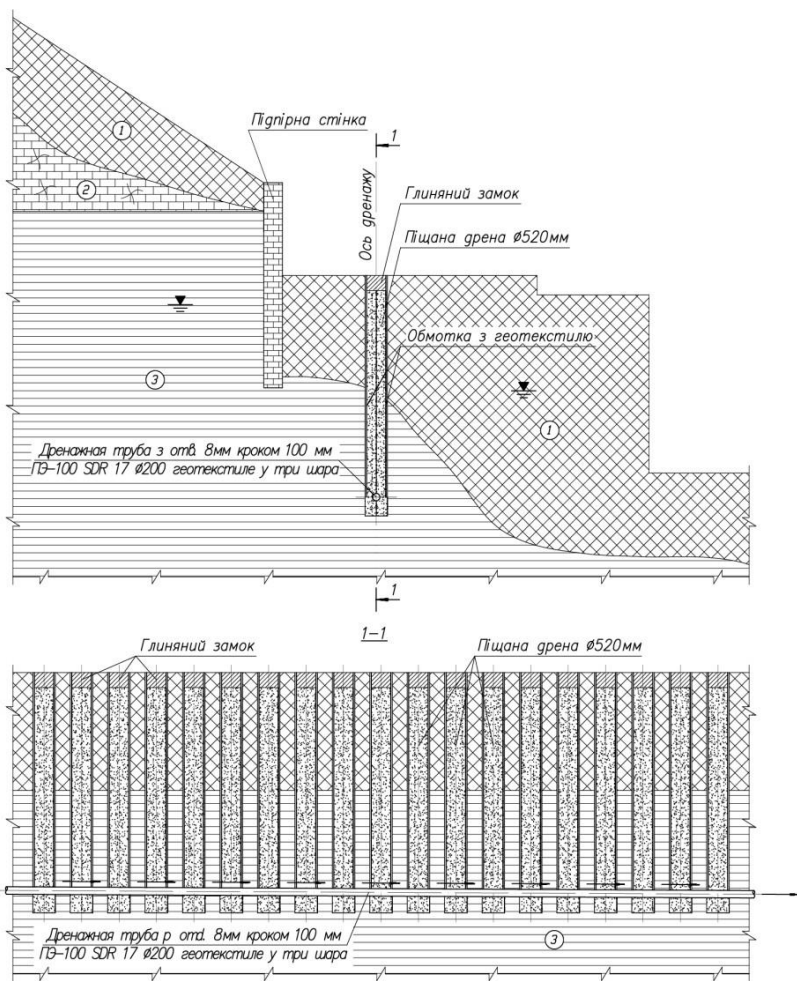


Рис. 1 Схема влаштування дренажної мережі

Представлений комбінований дренаж, становив собою систему вертикальних дренажів, які були виконані діаметром 520 мм, що були розташовані кроком 1,0 м. Вертикальні дрени були об'єднанні горизонтальною дренажною трубою з застосуванням методу горизонтального спрямованого буріння (ГСБ), діаметр дренажної труби становив 200 мм. Виконання дренажу шляхом ГСБ дозволило

уникнути створення траншеї у зсувному тілі, оскільки даний вид земляних робіт міг спровокувати обвал схилу. Дренаж був виконаний досконалого типу, свердловини входили у водостійкий ґрунт, що представляв собою міотичну глину. По осі дренажної лінії, були розташовані три оглядові колодязі, діаметр яких становив 1,0 м, а глибина колодязів у середньому дорівнювалась 6,0 м. Скидання перехоплених дренажних вод здійснювалось у міську зливову каналізацію, розташовану на вул. Приморський.

При будівництві конструкції комбінованого дренажу, роботи по влаштування дренажної системи, рекомендувалось виконувати у подальшій послідовності:

- виконати три дренажні колодязя, що розташовані по лінії траси дренажної мережі, що проектується;
- виконати відвідний колектор з подальшим підключенням його до міської зливової каналізації;
- виконати палі-дрени по лінії нагірної дренажної мережі;
- виконати горизонтальний дренаж методом ГСБ.

Застосування даної конструкції дренажної мережі є єдиною можливою при влаштуванні дренажу у зсувних схилах, у зв'язку з тим, що будь-які земляні роботи, пов'язані зі створенням траншеї для укладання горизонтальної дренажної труби, можуть спровокувати обвал зсувних накопичень ділянки схилу. Проведені розрахунки стійкості схилу з наявністю вертикальних дренажних свердловин показали, що ці дренажні свердловини негативно не впливають на стійкість зсувного схилу у цілому.

Запропонована ідея конструкції комбінованої дренажної мережі відрізняється від класичної схеми у зв'язку з тим, що раніше на зсувних схилах були використані лише конструкції дренажних систем каптажних типів, які лише відводили, ґрунтову воду з місць поверхневих виходів не сприяючи зниженню рівня ґрунтових вод у зсувному масиві ділянки. Застосування даної конструкції дренажної мережі, може бути виконано за умови щільної забудови верхньої частини схилу. Відповідно до представленої ідеї, був реалізовано проєкт зниження рівня ґрунтових вод на схилі ДП «Іллічівський Морський Торговельний Порт». Дана дренажна система за рік експлуатації проявила себе з найкращої сторони.

Співробітниками кафедри гідротехнічного будівництва проводяться в даний час патентні роботи з метою отримання авторського свідоцтва на запропоновану ідею.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ СПОРУД НЕПОВНОГО ВЕРТИКАЛЬНОГО ПРОФІЛЮ

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

Анісімов К. І. 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. Споруди вертикального профілю, залежно від розмірів кам'яної постілі розташованої у своїй основі, можуть піддаватися впливу, як стоячих, так і хвиль, що руйнуються. Однак, в нормативному документі [1] та існуючому керівництві до СНиП [2], відсутні практичні рекомендації, що дозволяли би визначати величину гасіння хвиль спорудами такого типу.

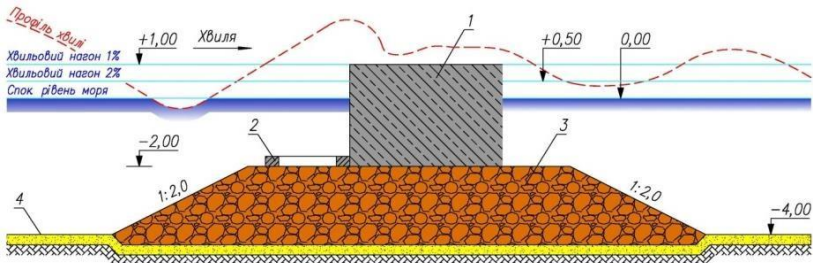


Рис. 1. Конструкція огорожувальної споруди неповного вертикального профілю:

1 – бетонний масив; 2 – бермений масив (щільова плита);

3 – кам'яна постіль

Проведений аналіз вітчизняних та зарубіжних досліджень даного питання показав, що у даний час ефективно не використовується метод захисту морських акваторій конструкціями огорожувальних споруд неповного вертикального профілю. Даний метод заснований на створенні зон хвильових тіней та трансформації вихідних висот хвиль до допустимих значень.

Допустимі висоти хвиль, очікувані на елементах берегової інфраструктури морських міст, що захищаються, визначаються

параметрами збереження берегової лінії (пляжного матеріалу) і недопущенням затоплення прибережної території при штормовому впливі. Параметри хвиль, очікувані на акваторіях морських портів, що захищаються, регламентуються вимогами [3], з метою забезпечення в момент контакту суден з відбійними пристроями причальних споруд нормальних складових їх швидкостей підходу. Допустимі параметри хвиль на акваторіях морських портів, що захищаються, визначаються у залежності від водотоннажності розрахункового судна і способу постановки судна в порту по відношенню до напрямку дії хвиль.

З метою вирішення поставленого завдання у гідрохвильовому лотку лабораторії кафедри гідротехнічного будівництва, Одеської державної академії будівництва та архітектури було створено фізичні моделі конструкцій огорожних споруд неповного вертикального профілю, виконані у масштабі 1:15 (рис. 2).

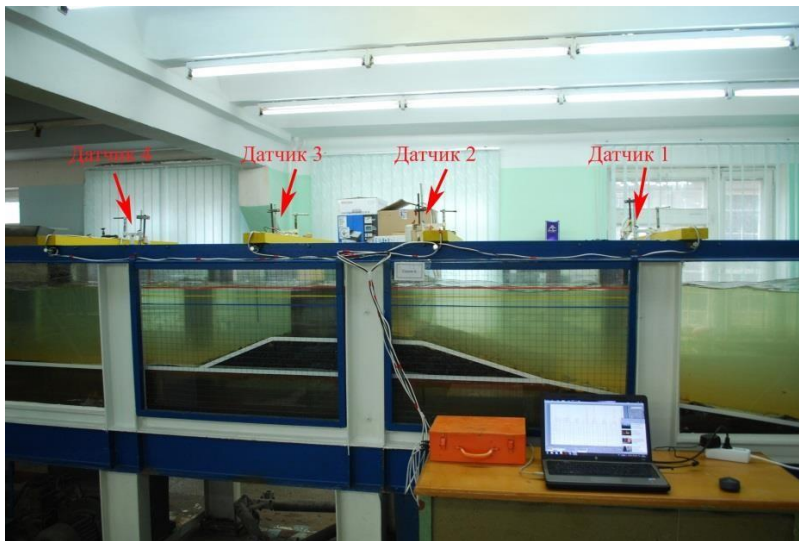


Рис. 2. Модель конструкції огорожувальної споруди неповного вертикального профілю

При формуванні інформаційної бази експериментально статистичної моделі конструкцій огорожувальних споруд неповного вертикального профілю, у зв'язку з принциповими відмінностями в методах впливу стоячих хвиль, та хвиль, що руйнуються, були сплановані дві різні серії фізичних експериментів, що проводяться на трьох різних моделях.

Запис елементів хвиль у проведених дослідах з хвилегасіння були використані чотири датчики із записом хвилеграм, які дозволяли проводити спостереження з виміром одного процесу у чотирьох різних місцях гідрохвильового лотка одночасно. Детальний опис та влаштування вимірювальної апаратури, яка була застосована описано [4]. Датчики були підключені до АЦП E-14-140M (1T189948) і надані до комп'ютера, у якому за допомогою програми LGraph 2 (версія 2.34.60) аналоговий сигнал перетворювався на цифровий.

Перша задача проведених досліджень полягало у визначенні величини трансформації хвиль на високій кам'яній постілі, яка була розташована у основі споруди. (датчики №1 і №2). Друга задача полягала у визначенні величини гасіння хвиль бетонним масивом огорожувальної споруди неповного вертикального профілю при переливі хвиль через гребінь. (датчики №2 і №4).

За результатами проведених експериментальних досліджень можливо зробити такі висновки:

- застосування конструкцій огорожних споруд неповного вертикального профілю з метою захисту акваторій морських портів та елементів берегової інфраструктури морських міст є перспективним та інвестиційно привабливим;

- зниження позначок верхніх будов огорожувальних споруд дозволить зменшити фінансові витрати при будівництві нових конструкцій огорожувальних споруд;

- перелив гребенів хвиль через верхню будову огорожувальних споруд не призведе до створення аварійних ситуацій на акваторіях, що захищаються;

- у результаті проведених експериментальних дослідженнях була отримана емпірична залежність, яка може бути використана в інженерній практиці при визначенні величин гасіння хвиль, що руйнуються конструкціями огорожувальних споруд неповного вертикального профілю (1):

$$h_r = 3 \cdot h_i \cdot h_b + 0,07 \cdot \Delta H + 0,013 \cdot b - 0,165 \quad (1)$$

$$h_b = (0,3 - 0,1 \cdot \Delta H - 0,01 \cdot b) \quad (2)$$

де: h_r – висота хвилі на акваторії, що захищається, м;

h_i – вихідна висота хвилі у системі розрахункового шторму, м;

ΔH – піднесення верхньої будови огорожувальної споруди неповного вертикального профілю відносно розрахункового рівня води, м;

b – ширина верхньої будови огорожувальної споруди, м;

h_b – допоміжний коефіцієнт, що визначається за формулою (2).

При дії на конструкції огороджувальних споруд неповного вертикального профілю стоячих хвиль (наявність у основі споруди високої кам'яної постілі), необхідно в першу чергу встановити величину трансформованої хвилі на кам'яній постілі відповідно до емпіричної залежності (3).

$$h_f = \left(\frac{h_i - 1,8}{1,2} \right) \cdot [0,89 - 0,225 \cdot (h_i - 1,8) - 0,21 \cdot (d_p - 1,5) + 0,134 \cdot (d - 4,5)] - 0,25 \cdot (d_p - 1,5) + 0,016 \cdot (d - 4,5) - 0,04 \cdot (d_p - 1,5)(d - 4,5) \quad (3)$$

де: h_f – висота трансформованої хвилі над кам'яній постілі перед верхньою будовою конструкції огороджувальної споруди, м;

h_i – вихідна висота хвилі у системі розрахункового шторму, м;

d – глибина води у місті розташування огороджувальної споруди, м;

d_p – висота кам'яної постілі, м.

Представлені формули можуть бути використані в інженерній практиці з визначення величини гасіння хвиль конструкціями огорожних споруд неповного вертикального профілю.

Література

1. Строительные нормы и правила СНиП 2.06.04 – 82* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов): введен 1 января 1986 г. / Госстрой СССР– Москва: 1986. – 85 с.– (офиц. текст).
2. Руководство П 58-76 ВНИИГ по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновые ледовые и от судов): введен 1977 г./Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехники имени Б.Е. Веденеева (ВНИИГ) – Ленинград: 1977 – 313 с. - (офиц. текст).
3. Руководящий документ РД 31.33.10 – 87. Рекомендации по учету гидрометеорологического режима при проектировании недостаточно защищенных от волнения причалов: введен 01 января 1988 г. / Одесский филиал государственного проектно-изыскательского и научно-исследовательского института морского транспорта (СоюзморНИИпроект) «ЧерноморНИИпроект» – Москва 1987 – 56 с.–(офиц. текст).
4. Столяров Л.С. Определение параметров волн в лабораторных условиях при помощи современной измерительной аппаратуры /Л.С. Столяров, А.В. Чернецкий, Р.В. Сеница. Вестник ОГАСА, вып. 73 – Одесса 2018. стр. 127-134.

ЗАЩИТА ПОДХОДНЫХ КАНАЛОВ ОТ ЗАНОСИМОСТИ

Рогачко С.И., д.т.н., проф.

(Одесский национальный морской университет)

Защита подходных каналов от заносимости донными наносами представляет собой актуальную техническую задачу во многих портах мира, особенно в тех, которые находятся в мелководных заливах и лиманах. В штормовые периоды ветровые волны на акватории морей, зарождающиеся на глубокой воде, подходя к берегам, пересекают мелководные и прибойные зоны. При этом происходит их рефракция и трансформация. Движение частиц жидкости в волнах в мелководной зоне по эллиптическим орбитам не затухают по глубине. У самого дна проекции вертикальной составляющей скорости орбитального эллипсоидного движения равны 0 и частицы воды в волне совершают знакопеременное движение вдоль донной поверхности, зависящее от фаз прохождения гребней и впадин. Асимметрия профилей ветровых волн при малых глубинах воды возрастает по мере их приближения к берегу. Энергия ветровых волн и является основной причиной миграции донных наносов. Направление движения наносов зависит от направления штормовых ветров, которому присущ изменчивый характер, соответствующий розе ветров того или иного региона. На интенсивность их перемещения также влияют и морские течения. При проектировании морских каналов, в том числе и подходных, основной задачей проектировщиков является увеличение межремонтных сроков дноуглубительных работ для поддержания объявленных глубин в процессе их эксплуатации. В большинстве случаев, когда акватории проектируемых портов будут располагаться в лиманах, предусматривается проектирование и строительство ограждающих сооружений для защиты морских частей подходных каналов от заносимости донными наносами. Данные типы гидротехнических сооружений трудно возводить в условиях открытого моря, а их стоимость сравнима со стоимостью оградительных сооружений. В докладе будет представлен относительно простой способ защиты подходных каналов от заносимости без строительства дорогостоящих ограждающих сооружений.

ОСОБЛИВОСТІ АДАПТУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЧНИХ КАРТ ДО СУЧАСНОЇ ПРАКТИКИ ПОРТОВОГО ГІДРОТЕХНІЧНОГО БУДІВНИЦТВА

Рубцова Ю.О., к.т.н.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Морський транспортний комплекс України – одна з провідних доходних частин державного бюджету. Найбільш відповідальним, витратним та матеріаломістким елементом морського транспортного комплексу є портові гідротехнічні споруди. Саме морське портове гідротехнічне будівництво представляє інвестиційно привабливий сегмент промисловості України в перспективі до міжнародної співпраці. Зазначимо, що в практиці морського портового гідротехнічного будівництва наразі існує низка проблем, які являють собою певні перешкоди для швидкого впровадження інноваційних технологій та будівельних матеріалів. Так, наведемо деякі з них. Розформовані великі підрядні організації, будівельні роботи змушені доручати малокваліфікованим групам, що у своїй діяльності не спроможні використовувати індустріальні методи будівництва, у недостатній кількості мається сучасна будівельна техніка та обладнання, не досконалі самі технології будівництва. Внаслідок чого якість ремонтно-відновлювальних робіт погіршується, що призводить до зниження техніко-економічних показників, працездатності та ефективності та безпеки портових об'єктів в цілому.

В зв'язку з цим на даному етапі важливішим для проектних та підрядних організацій, інженерів-будівельників, гідротехників і технологів постає завдання перш за все «озброїти» державу сучасними технологіями, будівельними матеріалами та технологічними картами, що охоплюють та вказують на «вузькі» місця у гідротехнічному будівництві. Відомо, що ідеально розроблені проектні рішення можна звести нанівець неефективними технологічними прийомами.

Саме питання ефективності використання сучасних будівельних матеріалів, виробів та технологій підтверджено практичним досвідом європейських транспортно-вантажних та пасажирських портових терміналів, що проявлено в економічній ефективності сучасних методів керування такими об'єктами.

Під інноваційними технологіями в галузі портового гідротехнічного будівництва в даному випадку мається на увазі: а) сучасні будівельні матеріали: бетони нового покоління спеціального призначення, хімічні та мінеральні добавки до бетонів, готові ремонтні суміші, тощо; б) сучасні будівельні вироби: неметалева арматура та

мікродисперсне армування фіброю (композитна, базальтова, вуглецева та ін.); в) сучасні технології будівельних та ремонтно-відновлювальних робіт: досвід лідируючих підрядних організацій, їх технологічне оснащення та методи відновлення залізобетонних конструктивних елементів відповідно до особливостей природніх умов та експлуатаційного функціонування портів України; г) сучасні інформаційні технології та програмні комплекси: розрахункові інженерні програми, аналітичні та моніторингові проекти, презентаційні та комунікативні застосунки.

Відпрацювання вищесказаного, на нашу думку, має знайти місце в процесі розробки технологічних карт для портового гідротехнічного будівництва. Як приклад пропонуємо склад та основні положення технологічної карти на ремонтно-відновлювальні роботи конструкцій пальових залізобетонних естакад – найбільш розповсюджених у морській гідротехніці [1]. Основна мета – впровадження ефективних будівельних матеріалів і технологічних методів компанії-виробника ТОВ «Міпей Україна», яка широко представлена на будівельному ринку України. Аналогічна карта розроблена для компанії Технобазальт. Дана технологічна карта повинна включати такі розділи: загальні положення; основні види пошкоджень; вибір матеріалів для ремонту бетонних та залізобетонних конструкцій; організація виконання робіт; технологія виконання робіт; контроль якості робіт; техніка безпеки; висновки.

Загальні положення включають описання галузі застосування, призначення та технічні характеристики технологічної карти.

У розділі 2 «Основні положення» наведені характерні дефекти та пошкодження, що знижують несучу здатність конструкцій.

Розділ «Вибір матеріалів для ремонту бетонних та залізобетонних конструкцій» складається з розгляду особливостей підбора ремонтно-відновлювальних матеріалів, можливих видів ремонту, описання запропонованих матеріалів, а також прив'язку типової технологічної карти до конкретного об'єкта.

Організація виконання робіт передбачає опис процесів огляду конструкцій та визначення ступеню їх руйнування безпосередньо перед початком виконання ремонтно-відновлювальних робіт, розробки проекту виконання робіт, проведення заходів організаційно-технічного характеру, доставки та складування матеріалів, інструментів на об'єкті, підготовки майданчика для виконання робіт, забезпечення безпеки робочого процесу.

Розділ «Технологія виконання робіт» описує більш детальний розгляд технологічних процесів підготовчих та основних робіт, а саме підготовку бетонних поверхонь перед нанесенням ремонтних

матеріалів, особливості ремонту основних конструктивних елементів портової гідротехнічної споруди пальового типу (ростверків, верхньої будови, бетонних паль у надводній, підводній зонах та зоні змінного рівня води, тилове сполучення), калькуляції трудових витрат. Обов'язковими для технологічних карт залишаються інформація щодо контролю якості робіт, техніки безпеки та висновків.

Саме з таких принципових положень розроблений еталон технологічної карти [1] для морських портів, що підпорядковані Адміністрації морських портів України.

На даний час за пропозицією низки морських портів розроблені нові доповнення до технологічних карт на основі існуючих положень [1] та внесені відповідні поправки. При цьому запропоновано розділити зміст технологічної карти на дві частини – саме Пояснювальна записка та власно Технологічна карта відновлення конструкцій портових гідротехнічних споруд – для розподілу теоретичних обґрунтувань та практичних рішень. До Розділу «Технологія виконання робіт» додано пункти з описом технології підсилення паль і верхньої будови для збільшення несучої здатності споруди, а також методів захисту відновлених конструкцій. Прикінцеві положення повинні бути допрацьовані розробкою розділу екологічної безпеки при проведенні ремонтно-відновлювальних робіт та оцінкою впливу використаних будівельних матеріалів та будівельної техніки на водне, повітряне та ґрунтове середовище.

Таким чином, наразі маємо низку апробованих комплексних досліджень, на основі яких визначено основні узагальнюючі цілі співробітництва та сформульовані завдання для подальшої проектно-вишукувальної, дослідницько-випробувальної та промислово-практичної діяльності ОДАБА, ДП «ЧорноморНДІпроект», будівельними компаніями-виробниками та підрядними організаціями, що мають відповідні сертифікати та дозвіл Регістру судноплавства на об'єктах філій Адміністрації морських портів України. В подальшому ефективність використання інноваційних технологій у морському портовому гідротехнічному будівництві ґрунтується на сучасній дослідницькій базі, що має, наприклад, ОДАБА, а також передовому досвіді державних проектних та будівельно-підрядних організацій.

Література

1. Рубцова Ю.А. Руденко Е.А., Богдан С.Н. Технологическая карта на ремонтно-восстановительные работы конструкций свайных железобетонных эстакад ГП «ЧерноморНИИпроект» (г. Одесса), ООО «Мапей Украина» (г. Киев), 2017. 57 с.

КОНТРОЛЬ ЯКОСТІ БЕТОНІВ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ЗЛІТНО-ПОСАДКОВОЇ СМУГИ

Толмачов С.М., д.т.н., проф.

(Харківський національний автомобільно-дорожній університет)

Відомо, що основою будівництва будь-якого великого об'єкта є проект виконання робіт (ПВР). У ньому відбито практично всі технічні вимоги до окремих елементів будівництва. Це відноситься також до будівництва доріг та аеродромів. У ПВР зазначені загальні вимоги до технології виконання робіт та проектні показники всіх шарів дорожнього та аеродромного одягу. З одного боку це забезпечує необхідні межі кінцевих показників якості шарів основ та покриттів, а з іншого боку не обмежує можливість прийняття рішень щодо вибору матеріалів для цих шарів та технології їх влаштування. Основне навантаження при цьому лягає на дві лабораторії: яка веде науковий супровід та виробничу, яка обов'язково має працювати спільно з першою. Це не виключає відповідальність технологів, які відповідають за окремі види робіт та майстрів і виконробів, які виконують ці роботи. Тому основну увагу при будівництві має бути приділено контролю якості. Основним при будівництві великих та складних об'єктів, таких як аеродроми та вертодроми, автодороги та мости, державного призначення є технологічний контроль якості виконання всіх операцій. Цей певний вид контролю, який включає вхідний та операційний контроль, але не обмежується рамками, зазначеними в нормативах.

Технологічний контроль улаштування бетонних покриттів аеродромів, наприклад, злітно-посадкової смуги (ЗПС), спирається насамперед на можливості обладнання, яке використовується для цього. Зазвичай для влаштування ЗПС використовують комплект бетоноукладальних машин, що складається з укладача та профілювальника. Добре зарекомендували себе комплекти, які випускають німецька фірма Wirtgen та американська фірма Gomaco. В аеропорту м. Одеси використовували нещодавно розроблений бетоноукладач Gomaco GP4 (рис. 1).

Цей укладач призначений для укладання бетонних сумішей із товщиною шару бетону 40 см за один прохід зі швидкістю 0,5...2,0 м/хв. Особливою проблемою при укладанні та ущільненні бетонної суміші є опливання кромок свіжоукладеної суміші, що вимагає особливого режиму технологічного контролю, який необхідно вести безперервно до моменту налагодження режимів укладача. Іншим

варіантом є корекція складу суміші, яка також дозволяє стабілізувати кромку, що було виконано на ЗПС.



Рис. 1. Бетоноукладач Gomaco GP4 з ковзною опалубкою

Ще одним найважливішим моментом безперервного технологічного контролю є форма валика суміші всередині укладача, який має бути суцільним та безперервним (рис. 2).



Рис. 2. Автоматичне занурення дюбелів у шви стиску та форма валика бетонної суміші при будівництві ЗПС

Якщо це не відбувається, необхідно оперативно внести зміни до складу суміші. Правильна форма валика може бути непрямым показником правильності складу суміші. Періодично виконуваним елементом технологічного контролю є контроль якості занурення металевих стрижнів (дюбелів) в шви стиску при укладанні суміші. При одношаровому укладанні бетону існує небезпека «спливу» дюбелів через певний час на поверхню готового покриття. Оскільки спеціальний пристрій Gomaco GP4 дозволяє здійснювати занурення без небезпеки «спливу» дюбелів, цей процес контролювали

періодично. Для більшості інших типів укладачів слід враховувати, що цю небезпеку можна усунути, наприклад, коригуючи склад суміші.

Контроль товщини укладеного шару покриття слід проводити як у свіжоукладеному бетоні, так і затверділому (рис. 3). Це дозволяє оцінювати величину усадки бетону, що твердіє, ефективність догляду за бетоном, точність підбору складу, правильність роботи укладача і своєчасно вносити відповідні зміни в технологію.



Рис.3. Технологічний контроль товщини шару покриття ЗПС

Дуже складним технологічним процесом є вигладжування свіжоукладеного бетону спеціальною лижею укладача (рис. 4). При цьому слід дотримуватися товщини захисного шару бетону. Він складається з розчинної суміші та розташовується на поверхні бетону. Його товщина має бути 3...4 мм. При меншій товщині лижа зрізає його і оголює заповнювач, при більшій розчинна частина «тягнеться» за лижею, утворює нерівності і навіть каверни. Тому слід постійно контролювати товщину захисного шару, якість вигладжування та, при необхідності, вносити зміни в роботу укладача.



Рис. 4. Вигладжування поверхні свіжоукладеного бетону лижею

Шорсткість на поверхню ЗПС наносять «гребінкою» для збільшення зчеплення коліс літаків з покриттям спеціальною машиною – профілювальником (рис. 5). Глибина та ширина смуг шорсткості для різних укладачів різні. Для Gomaso GP4 глибина смуг трохи більше 2 мм, ширина – 3..4 мм. Періодичний технологічний контроль параметрів шорсткості необхідний для того, щоб глибина смуг не перевищила товщину захисного шару. У разі потреби робили переналагодження «гребінки» профілювальника.



Рис. 5. Нанесення «шорсткості» та поверхні покладеного бетону ЗПС

Найважливішою завершальною операцією при укладанні бетону ЗПС, як і будь-якого іншого бетону, є нанесення плівкоутворюючого складу (рис. 6). Цей склад захищає свіжоукладений бетон від випаровування вологи та усадкових деформацій. Технологічний контроль цієї операції повинен здійснюватися періодично двічі на зміну. Він полягає у візуальній оцінці рівномірності нанесення плівки на покриття, оцінці витрати складу на 1 м² покриття та обов'язкової перевірки захисної здатності складу в лабораторних умовах. Крім того, слід оцінювати візуально стан затверділого покриття через 1...7 діб.



Рис. 6. Нанесення плівкоутворювального складу на свіжоукладений бетон

Після певного періоду затвердіння бетону в ньому слід нарізати шви стиску. Для цього використовують спеціальний нарізальник швів з алмазним диском (рис. 7). Завданням технологічного контролю на цьому етапі є правильність визначення часу нарізки швів, оскільки у літній період температура і вологість можуть істотно змінюватися. Нарізати шов необхідно, коли міцність бетону досягає 7...10 Мпа. При меншій міцності бетону, кромки швів при нарізці руйнуються, а при більшій – сильно витрачається диск, яким ріжуть шви, витрачається час.



Рис. 7. Нарізка швів у бетоні ЗПС, що твердіє

Окрім цих видів контролю, наша лабораторія наукового супроводу будівництва аеродрому в м. Одесі, та виробнича лабораторія проводили постійний контроль якості покладеного бетону на їх відповідність проектним показникам. Періодично здійснювали порівняльні випробування, які проводили одночасно у двох лабораторіях.

ЗАГАЛЬНІ КЛАСИФІКАЦІЙНІ КРИТЕРІЇ ШТУЧНИХ ТЕРИТОРІЙ МОРСЬКИХ ТЕРМІНАЛІВ І СПОРУД

Школа О. В., *д.т.н., проф.,* **Мосічева І. І.,** *к.т.н.,*
Марченко М. В., *к.т.н., доц.,* **Мурадов О. О.,** *студент*
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Велика різноманітність рішень, прийнятих способів, технологічних прийомів, механізмів і матеріалів при влаштуванні штучних основ вимагає встановлення відповідної класифікації.

У першому наближенні, в якості основних опорних критеріїв для класифікації намівних штучних територій морських терміналів та споруд розглядаються наступні позиції:

- розміщення щодо урізу водойми;
- ґрунтові середовища заповнення;
- технологічні прийоми і способи утворення;
- видалення води і періодичність створення;
- будівельні властивості і якість основ.

Кожен з критеріїв може мати класифікаційні підрозділи груп, які, в свою чергу, відрізняються за істотними ознаками.

Пропоновані розмежувальні принципи і склад критеріїв не претендують на повноту і досконалість і можуть бути доповнені і скориговані.

Нижче розглянуті класифікаційні групи створюваних штучних територій, що найбільш часто зустрічаються [1].

За розміщенням штучних територій відносно урізу водойми прийняті такі класифікаційні групи:

а) *приурізові*, які формуються гідронамивом або відсипанням ґрунтів у відведену і огорожену частину акваторії, суміжну з природним урізом або раніше зведеними існуючими гідротехнічними спорудами;

б) *берегові*, які розміщують на суші в безпосередній близькості від берега, не суміжні з водною акваторією і безпосередньо не взаємодіють з водним середовищем;

в) *прибережні*, які формуються частково на акваторії, частково в береговій зоні водойми;

г) *півострівні*, створювані на водній акваторії, які пов'язані з береговою і суміжною з нею зоною транспортними комунікаціями;

д) *острівні*, які не пов'язані з береговою зоною водойм.

За різноманітністю ґрунтових середовищ заповнення основ розрізняють штучні території, утворені такими ґрунтами:

- а) крупно уламковими;
- б) піщаними;
- в) глинистими;
- г) слабкими;
- д) відходами виробництв, будівництва, реконструкцій;
- е) комбінованими.

За технологічними прийомами і способами утворення штучних територій мають місце такі групи гідротехнічних споруд:

а) *гідронамивні*, що створюються за допомогою спеціальних пристроїв і засобів механізації;

б) *насипні*, що формуються з використанням сухопутних або плавучих транспортних і підйомно-транспортних механізмів і засобів;

в) *ті, що заміщаються*, виконуються послідовним віддавллюванням ґрунтів природних відкладень, їх механічним ущільненням, видаленням надлишкових ґрунтових вод, хімічним закріпленням, екскаваційною заміною і іншими прийомами виконання робіт;

г) *комбіновані*, що використовують змішану технологію утворення територій одночасно або послідовно на різних етапах їх засвоєння.

За видаленням (скиданням) освітлених та/або очищених вод відбудовані гідронамивні штучні території розділені на чотири підгрупи:

а) *намивні*, в яких скидання вод з карт намиву здійснюється одночасно з подачею в них пульпи;

б) *наливні*, в яких води скидаються з карт намиву після їх заповнення пульпою;

в) *відстійні*, де скидання здійснюється по завершенню періоду відстою намитих ґрунтів або утилізованих відходів, реалізації хімічних реакцій і т. ін.;

г) *змішані*, зі скиданням води з карт намиву за попередніми схемами на різних ділянках відвалу або послідовності.

За будівельними якостями гідротехнічних споруд і деформативними властивостями їх основ можна виділити наступні штучні території:

а) *позакатегорійні*, з високою щільністю ґрунтів під дороги, перевантажувальне обладнання з динамічними і вібраційними навантаженнями;

б) *I категорії*, під склади, ємкості, вантажні майданчики;

в) *II категорії*, під гідротехнічні споруди з судновими, хвильовими, льодовими, фільтраційними навантаженнями і впливами;

г) *III і IV категорій*, під надземні та підземні будівлі і складські споруди з малими навантаженнями і низькою економічною і соціальною відповідальністю.

Будівельні властивості ґрунтів таких гідротехнічних споруд характеризуються деформативними і показниками міцності утворених такими способами і технологічними прийомами штучних територій, а також склад інженерних заходів по їх технічній меліорації диктується низькою факторів. Вони істотно впливають на перелік проектних робіт, а також формують базові принципи, головними з яких є функціональне призначення території, характер її подальшого використання, види утилізованих ґрунтів, період освоєння і інші визначальні особливості.

У практиці гідротехнічного будівництва рідко застосовується вихідний ґрунт високої якості, однорідний по гранулометричному складу, оскільки промислові ґрунтові кар'єри припускають високу вартість як видобутку матеріалів, так і транспортних витрат.

Найбільш доцільними є рішення, що базуються на застосуванні відвальних місцевих ґрунтів розроблювальних котлованів, відходів днопоглиблювальних робіт, відвалів металургійних, гірських і аналогічних виробництв.

Щільність ґрунтів таких основ встановлюється розрахунками з урахуванням конкретних умов експлуатації. Необхідні якості основ штучних територій визначають склад робіт, механізмів, необхідний операційний контроль і терміни їх інженерної реалізації.

При влаштуванні штучних територій необхідно керуватись відповідними чинними нормативними документами з технологічного проектування і будівництва гідротехнічних споруд, в тому числі з урахуванням регіональних розробок і досвіду.

Найважливішим моментом при цьому є прогнозування осідань штучних територій з урахуванням тимчасових факторів нелінійної теорії фільтраційної консолідації.

Для оптимізації загальних витрат при створенні та освоєнні штучних територій передбачається зонування та поетапне введення в експлуатацію.

При цьому необхідно дотримуватися вимог будівельних, гідротехнічних, технологічних, протипожежних, санітарно-гігієнічних і екологічних норм, а також керуватися положеннями земельного законодавства та водного кодексу.

Література

1. Школа А. В. Диагностика портовых сооружений. Часть 2. Деформации и надёжность. – Одесса, 2009. – С. 299-581.

НЕЛІНІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ПРИЧАЛЬНОЇ СПОРУДИ У ВИГЛЯДІ МАСИВНОЇ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ СПІЛЬНО З ОТОЧУЮЧИМ ЇЇ ҐРУНТОВИМ І ВОДНИМ СЕРЕДОВИЩЕМ

Гришин А.В. д.т.н., професор, Чернушко Ю.П.
(Одесский национальный морской университет)

Докладний аналіз робіт про взаємодію підпірних споруджень з ґрунтом показує, що в даний час найбільш обґрунтованими як теоретично, так і експериментально є методи розрахунку, що базуються на теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища. Однак, в основу цих методів покладено цілий ряд суттєвих припущень, які не узгоджуються з реальними умовами. Так, передбачається, що усе ґрунтове середовище знаходиться в пластичному стані, її деформування, викликане дією навантажень і переміщеннями стінки, не враховується також як і напружено-деформований стан під підшовою стінки. Перераховані припущення не дозволяють, по-перше, з єдиних позицій виконувати цим методом розрахунки за двома граничними станами, рекомендованим в нормативних документах і по-друге, наблизити розрахункові схеми до реальних умов роботи споруджень.

У даній роботі використовується нелінійна пружнов'язкопластична модель, вільна від зазначених вище припущень. Вона дозволяє враховувати спільну роботу споруди і ґрунтового середовища як єдиної системи, а також визначати напружено-деформований стан в будь-який її точці від дії статичних і динамічних навантажень. Така система перебуває в умовах складного навантаження і в ній виникають пружнов'язкопластичні деформації. Для опису розглянутих явищ не можуть бути використані ні фізично нелінійні пружні моделі, ні моделі деформаційних теорій пластичності. Тому була прийнята зміцнююча пружнов'язкопластична модель, що базується на принципі максимуму Мізеса. Вона порівняно проста в додатках, дозволяє врахувати перелічені вище властивості реальних матеріалів, використовує широкий набір різних функцій навантаження і цим самим розширює коло середовищ, до яких вона може бути застосована. Пропонована інерційна модель дозволяє врахувати виникаючі хвильові процеси від дії динамічних навантажень і гідродинамічний тиск водного середовища від коливання системи.

Вже згадана модель описується системою нелінійних дифференціальних рівнянь, рішення яких проводилося прямим кроковим методом, реалізованим за модифікованою схемою Ньюмарка. Дискретизація вихідних рівнянь виконувалася методом скінчених елементів. Для апроксимації меж півпростору використовувалися

нескінченні елементи, що дозволяють пропускати без відображення хвиль, що виникають в системі. В іншому випадку можливе спотворення результатів рішення. Для організації ітераційного процесу використовувався модифікований методу Ньюмарка. Даний метод вирішення є безумовно стійким, що дозволяє у багато разів збільшити часовий інтервал в порівнянні з явними кроковими методами і цим скорочувати час розрахунку на ЕОМ.

Для чисельної реалізації конкретних завдань розроблений програмний комплекс, який дозволяє використовувати запропоновану методику для розрахунку різних споруд, взаємодіючих з ґрунтовим і водним середовищем. У даній роботі він застосовувався для розрахунку гравітаційної причальної стінки.

Спочатку виконувався статичний розрахунок системи тільки від дії власної ваги стінки і засипання. В якості функції навантаження для ґрунтового середовища використовувалася умова Кулона-Мора. Засипка та ґрунт I мають наступні характеристики: $E_1 = 24$ МПа; $\mu = 0,3$; $C_1 = 0,011$ МПа; $\varphi_1 = 26^\circ$. Ґрунт II: $E_2 = 32$ МПа; $\mu = 0,3$; $C_2 = 0,02$ МПа; $\varphi_2 = 33^\circ$. Ґрунт III: $E_3 = 26$ МПа; $\mu = 0,3$; $C_3 = 0,015$ МПа; $\varphi_3 = 30^\circ$. Враховується зважений стан ґрунту та засипки нижче рівня води. Розміри стінки: $h_1 = 2$ м; $h_2 = 12$ м; $h_3 = 2$ м; $a = 2$ м; $b = 6$ м.

Показане виникнення пластичних зон в системі від дії вказаного навантаження. Велика пластична зона виникає в ґрунті під лівим краєм стінки і простягається вліво і вглиб від неї. В засипці утворюється вузька пластична смуга ґрунту по контакту з правою гранню стінки і на кордоні між засипанням і ґрунтом I. Отже, припущення теорії граничного напруженого стану не відповідають отриманій схемі утворення пластичних зон. Далі, по теорії Кулона, для отримання закону розподілу тиску ґрунту по висоті стінки приймається, що при переміщенні стінки заввишки h тиск на її верхню частину висотою $h_{x_2} < h$ не залежить від переміщення нижньої частини. З отриманих результатів випливає, що найбільш напруженим є ґрунт під подошвою стінки і впливом його напружено-деформованого стану на інтенсивність тиску засипки на стінку нехтувати не можна.

Під дією власної ваги системи горизонтальні переміщення верху стінки склали -2,738 см, а нижній частині стінки -0,685 см. Вертикальні переміщення цих точок майже не відрізняються один від одного і рівні -10,586 см. Отже, стінка отримала крім вертикального поступального зміщення і горизонтальне - на -0,685 см, а також

поворот проти годинникової стрілки. Визначати переміщення системи по теорії граничного напруженого стану неможливо.

Також отримані епюри нормальних напружень σ_{11} (тисків на стінку) і дотичних напружень σ_{12} по перерізу уздовж тилової межі причальної стінки. Показано тиск на стінку ґрунту, визначений з теорії Кулона. З епюр випливає, що вони за формою і за величиною істотно відрізняються один від одного. Епюри, отримані за запропонованою теорією, мають явно виражений нелінійний вигляд. Зменшення напруги σ_{11} в нижній частині перетину викликано впливанням зчеплення ґрунту з верхньою межею фундаменту стінки. Таке явище спостерігається і в експериментальних даних.

Зазвичай динамічні навантаження діють на систему, коли вона знаходиться під впливом статичних навантажень. У нелінійних задачах можна визначати реакцію системи шляхом підсумовування результатів, отриманих окремо від статичного і динамічного навантаженого. Зміна жорсткості системи від дії статичних навантажень впливає на коливальний процес при її динамічному навантаженні. Вже згадана модель дозволяє в динамічних розрахунках враховувати напружено-деформований стан системи, отриманий раніше від статичних навантажень. З використанням запропонованої моделі виконаний розрахунок від дії динамічного навантаження. Наведено епюра горизонтальних коливань точки у верхній частині стінки, викликаних зусиллям Q від пришвартованого судна, яке діяло, як імпульс інтенсивністю 1 МПа протягом 0,1 сек.

На закінчення можна зробити наступний висновок, що при вирішенні динамічних задач необхідно враховувати деформації і напруги, отримані від статичних навантажень, так як вони впливають на коливальний процес, що виникає при динамічному навантаженні системи. Крім того, стінка і ґрунтове середовище взаємопов'язані між собою. Зміна в часі властивостей одного елемента системи впливає на напружено-деформований стан іншого. Тому тільки їх спільний розрахунок дозволить отримати правильні результати.

PRILOG ANALIZI UTJECAJA POTRESA NA STABILNOST KOSINA

Matija Kancijan¹, Božo Soldo¹, Miroslav Bunić²

¹ Sveučilište Sjever, Odjel za graditeljstvo, HR-42000 Varaždin, Hallerova aleja 7, Hrvatska; prof. dr. sc.; e-mail: bsoldo@unin.hr; Student: makancijan@unin.hr

² Zagorje - Tehnobeton d.d., Podravska ulica 7, Varaždin, Hrvatska; predavač, mr.sc.; e-mail: miroslav.bunic@gpzagorje.hr

Sažetak

Često se prilikom pojave potresa događaju klizišta, odnosno masa na kliznoj plohi počinje gubiti svoju dosadašnju posmičnu čvrstoću te nastaje pomak. Kao središnje teme u ovom radu prikazuju se tzv. kvazistatička naliza stabilnosti i Newmarkova metoda kliznog bloka. Newmarkova metoda kliznog bloka daje sposobnost kako bi se predvidjeli pomaci koje će određena magnituda potresa izazvati, te tako dobiveni pomaci mogu biti ulazni parametri za analizu kod projektiranja stabilnosti i/ili kod sanacije kosina.

Ključne riječi

Kvazistatička metoda, Newmarkova metoda, klizni blok, potres, akceleracija, pomaci, faktori sigurnosti

1. Uvod

Kod svaka nestabilnost tj. pojava klizišta događa se pad posmične čvrstoće odnosno ili porasta posmičnog naprezanja. Posmična čvrstoća je funkcija normalnog efektivnog naprezanja, a posmično naprezanja razlika normalnog naprezanja i pornog tlaka, stoga postoje razne mogućnosti koje dovode do nestabilnost. Nakon što dođe do poremećaja ravnoteže, pojavljuju se vrlo mali, teško vidljivi pomaci, odnosno puzanja. Kada se brzina kretanja mase značajno poveća, ta pojava naziva se klizanje [1].

Poznato je da je potres jedan od utjecaja na smanjenje stabilnosti padina. Kod nastanka potresa na svaki element djeluju horizontalne sile. Povećanje seizmičkih pobuda na površini terena je posljedica razlike u impedanciji između površinskih slojeva tla i osnovne podloge, koja predstavlja otpor titranju čestica tla. Na amplifikaciju (povećanje) seizmičke pobude utječe i prigušenje amplitude valova uzrokovane neelastičnošću i heterogenošću sustava [2]. Također je poznato da su padine na predmetnim lokacijama i u statičkom djelovanju blizu granice ravnoteže pogotovo u vremenu većih oborina (padanje kiše i otapanja snijega). U dinamičkim uvjetima nastanka potresa povećavaju se opterećenja, smanjuje se posmična čvrstoća i nastaju pomaci. Nastankom potresa razvijaju se pukotine (slika 1), a oborine (padanje kiše i snijega) lakše saturiraju tlo. U potresima koji su nastajali u Hrvatskoj (Zagreb, Petrinja) uzrokovali bi daleko vidljivija- veća oštećenja da su se dogodila u vrijeme veće saturacije, odnosno u vrijeme nastanka potresa bila je relativno niska saturacija tla [3]. Potres je značajni faktor opterećenja kosina: u svjetskim razmjerima, Hrvatska se nalazi u vrlo aktivnoj zoni [3].



Slika 1: Polagano puzanje mase koje uzrokuje klizanje [3]

Poznati su primjeri iz svijeta gdje je potres imao razornu moć i pokrenuo cca 3.500 klizišta u Japanu/Kumamoto; potres magnitude 7,0; 2016. godine (slika 2). Primjer iz Hrvatske je veliki potres u Hrvatskoj Kostajnici koji je dodatno pokrenuo klizišta (slika 3).



Slika 2: Primjeri nastanka klizišta za vrijeme potresa u Japanu [3]

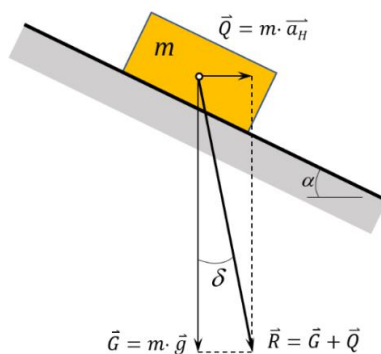


Slika 3: Klizišta u Hrvatskoj Kostajnici [3]

U radu je predstavljena kvazistatička metoda koja kao rezultat pokazuje samo vrijednost kvazistatičkog faktora sigurnosti umanjenog za djelovanje kvazistatičkih sila. Analizom potresnog djelovanja na klizištu, u obzir se uzima samo jedna, horizontalna komponenta djelovanja potresa, u radu se analizira i utjecaj vertikalne komponente u omjeru sa horizontalnom na faktor sigurnosti kod nesaturiranog i potpuno saturiranog tla. Kako je cilj dobiti pomake klizne plohe tijekom potresnog djelovanja, koristi se Newmarkova metoda. Njegova se metoda sastoji u traženju granične akceleracije koja pak nije jednaka horizontalnom koeficijentu djelovanja kao kod kvazistatičke metode, već se izračunava posebno preko statičkog faktora sigurnosti i nagiba kosine.

2. Kvazistatička metoda stabilnosti

Jedna od analiza stabilnosti kosina u seizmičkim uvjetima moguća je preko kvazistatičke analize. Potres se uvodi preko tzv. kuta otklona koordinatnih osi δ (slika 4) [3].



Slika 4: Poligon sila kod djelovanja potresa [3]

Horizontalna akceleracija koja nastaje uslijed potresa, izračunava se preko akceleracije sile teže:

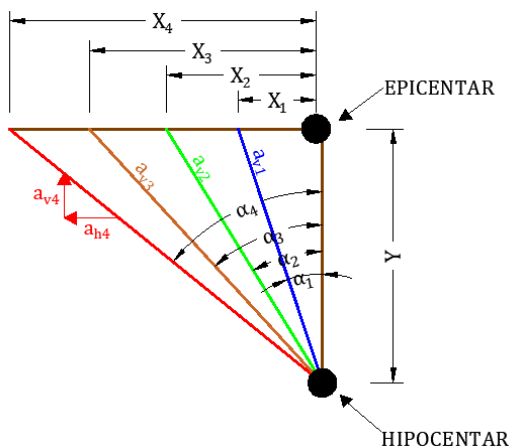
$$\operatorname{tg} \delta = \frac{Q}{G} = \frac{m \cdot a_H}{m \cdot g} = \frac{k_h \cdot g}{g} k_h \quad (1)$$

$$a_H = k_h \cdot g \quad (2)$$

$$\delta = \operatorname{arc} \operatorname{tg} k_h \quad (3)$$

Koeficijent horizontalnog ubrzanja u praksi se kreće u rasponu: $0,05 \leq k_h \leq 0,5$, odnosno kut otklona je u rasponu: $3^\circ \leq \delta \leq 26^\circ$

Vrijednost vertikalnog seizmičkog koeficijenta kod kvazistatičke metode najčešće je zanemarena. Povod takvom zanemarivanju je taj što vrijednost vertikalnog seizmičkog koeficijenta teži nuli te nema veliki utjecaj na krajnju vrijednost faktora sigurnosti, što se može dokazati shematskim prikazom kao na slici 5.



Slika 5: Smanjenje utjecaja vertikalnog seizmičkog koeficijenta s porastom udaljenosti od epicentra potresa

Faktor sigurnosti kosine s uključenom analizom vertikalne komponente zajedno sa horizontalnom računa se pomoću sljedećeg izraza [4]:

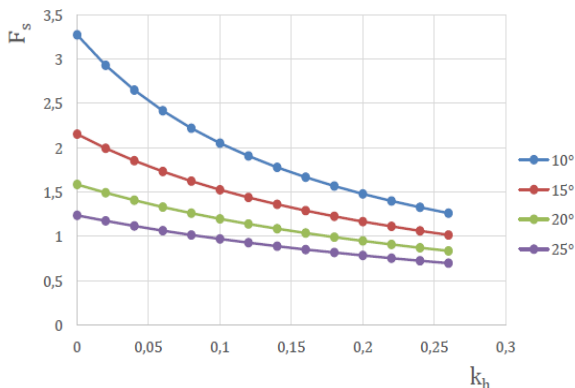
$$F_{s,kv} = \frac{c \cdot l_{ab} + [(W - F_v) \cdot \cos \beta - F_h \cdot \sin \beta] \cdot \operatorname{tg} \varphi}{(W - F_v) \cdot \sin \beta + F_h \cdot \cos \beta} \quad (4)$$

gdje je F_v vertikalna seizmička sila:

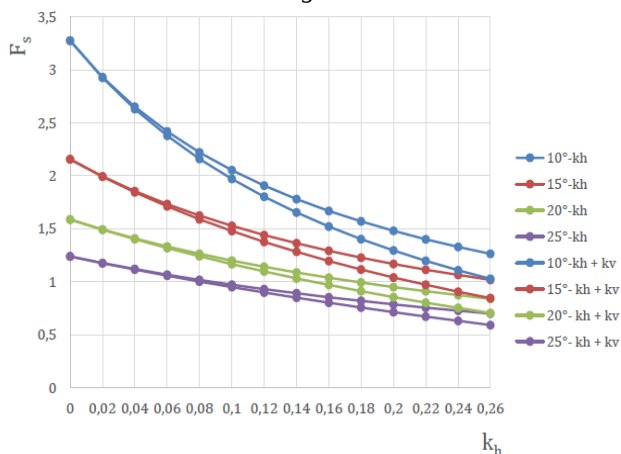
$$F_v = \frac{a_v \cdot W}{g} = k_v \cdot W \quad (5)$$

i F_h horizontalna seizmička sila:

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



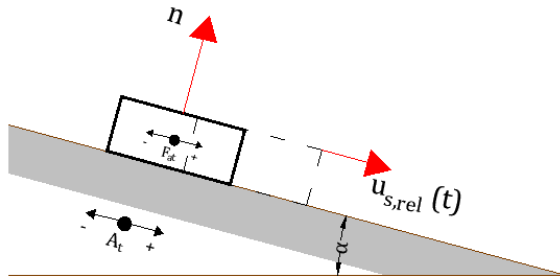
Slika 6: Graf ovisnosti faktora sigurnosti o koeficijentu horizontalne akceleracije za različite nagibe kosina za primjer istog tla i različitog kuta nagiba kosine



Slika 7: Graf ovisnosti faktora sigurnosti o koeficijentu horizontalne akceleracije i koeficijentu vertikalne akceleracije za primjer istog tla i različitog kuta nagiba kosine

3. Newmarkov klizni blok

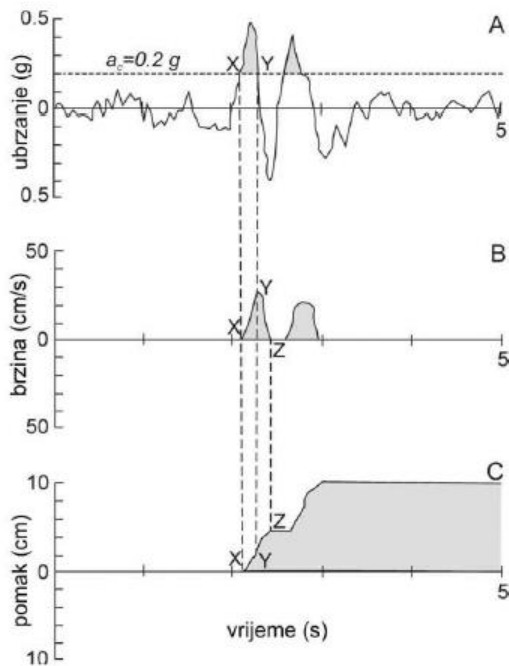
Newmarkovim kliznim blokom predstavlja kruti blok mase m kojim se procjenjuju pomaci te mase na kosini. Newmarkova teorija pretpostavlja da se relativni pomak kosine neće dogoditi akceleracijom manjom od granične akceleracije.



Slika 8: Pojednostavnjeni prikaz Newmarkovog kliznog bloka [5]

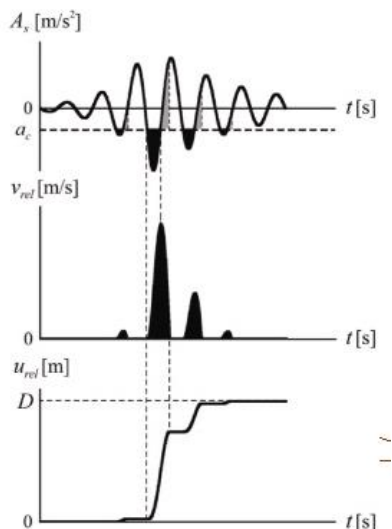
Određivanje pomaka pomoću Newmarkove metode započinje definiranjem granične akceleracije za koju Newmark daje izraz koristeći geometrijsku interpretaciju klizišta (izraz 7), te kako se pomak nagiba kosine događa u uvjetima kada maksimalna akceleracija potresnog djelovanja a_{max} premašuje graničnu a_c .

$$k_c = (F_s - 1) \cdot \sin \alpha \quad (7)$$



Slika 9: Primjer Newmarkove analize [6]

Slika 9 prikazuje pozitivnu akceleraciju, odnosno pravac granične akceleracije koji odsijeca pozitivni dio osi akceleroograma. Međutim, u slučaju presijecanja negativnog dijela akceleroograma dobivaju se dvosmjerna gibanja bloka – uz i niz kosinu. Ukoliko se ima takvo dvosmjerno gibanje, integrirat će se površina ispod negativnog dijela akceleroograma, zbrajajući tako pomak ispod negativnog dijela i dio pozitivnog dijela (Slika 10).



Slika 10: Kretanje bloka u dvije veličine [7]

Kako je ručno računanje pomaka D vrlo složeno bez računalnih programa, mnogi su autori dali izraze kojima se procjenjuju pomaci. Ovdje se navodi izraz prema Ambraseys i Menu (1988.), [6]

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

gdje je:

D- očekivani pomak [cm]

k_c - granični koeficijent negativnog predzanaka

k_{max} - maksimalni koeficijent negativnog predznaka

4. Primjeri proračuna utjecaja potresa na stabilnost kosina

Kao primjer proračuna utjecaja potresa na stabilnost kosina, usporedit će se kosina sa nesaturiranim i potpuno saturiranim tlom. Tlo koje će se predstavljati kao klizno tijelo imati će geotehničke parametre dobivene povratnom analizom, za nesaturirano tlo odabrani su parametri kako bi faktor sigurnosti bio veći od 1,0, dok su povratnom analizom za nesaturirano tlo odabrani parametri kako bi faktor sigurnosti bio veći od 1,0, odnosno kako bi se predstavila kosina kod koje je već počelo klizanje. Koristi se računalni

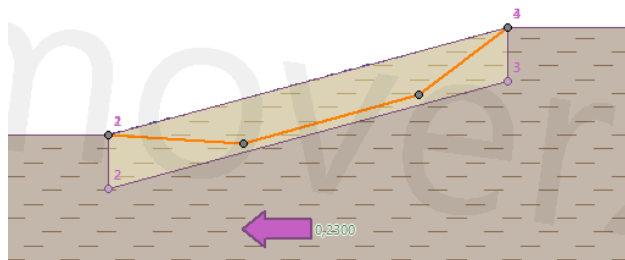
program GEO 5 sa opcijom metode konačnih elemenata, kako bi se prikazali modeli nesaturiranog i saturiranog tla, te kako bi se provjerili faktori sigurnosti dobiveni proračunom.

Promatra se kosina sa nesaturiranim i saturiranim tлом visine $H = 4$ m, nagiba, sa sljedećim geotehničkim parametrima

za $\alpha = 15^\circ$.

Glinovito tlo	Laporovita glina
Kohezija: $c = 2 \text{ kN/m}^2$ kut unutarnjeg trenja: $\varphi = 24^\circ$ obujamska težina: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ debljina kliznog bloka: $z = 2 \text{ m}$	Kohezija: $c = 30 \text{ kN/m}^2$ kut unutarnjeg trenja: $\varphi = 30^\circ$ obujamska težina: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Odabran je horizontalni koeficijent ubrzanja tla od $k_h = 0,23$



Slika 11: Model klizišta pod potresnim djelovanjem

Izračunat je statički i kvazistatički faktor sigurnosti nesaturiranog i potpuno saturiranog tla prikazan u tablicama 1 i 2.

Tablica 1.- Nesaturirano tlo

Tlo bez vode	
Statički faktor sigurnosti	Kvazistatički faktor sigurnosti
$F_s = 1,87$	$F_{s,kv} = 0,96$

Tablica 2.- Potpuno saturirano tlo

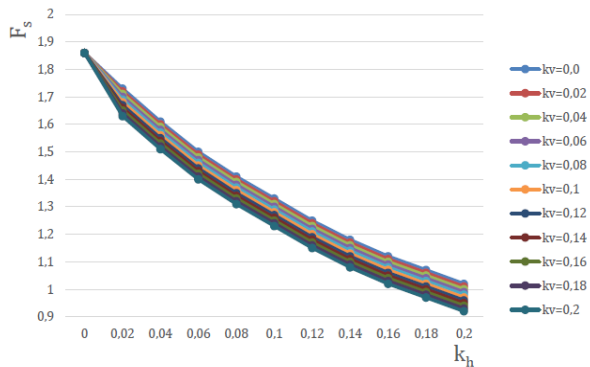
Tlo potpuno saturirano	
Statički faktor sigurnosti	Kvazistatički faktor sigurnosti
$F_s = 0,97$	$F_{s,kv} = 0,5$

Iz tablice 1. slijedi da je faktor sigurnosti kod statičkih utjecaja veći od 1, tj. nema opasnosti od klizanja plohe. Međutim podvrgne li se kosina djelovanju kvazistatičkih potresnih sila, dobiva se smanjeni faktor sigurnosti $F_s < 1,0$, što

govori da će pod takvim djelovanjem doći do klizanje plohe.

Iz tablice 2. slijedi da je faktor sigurnosti $F_s < 1,0$, što govori da je klizanje kosine već počelo. Ukoliko se takva nestabilna kosina podvrgne kvazistatičkim silama, faktor sigurnosti još se više smanjuje.

Iako je vertikalni seizmički koeficijent u kvazistatičkoj analizi zanemaren, ovdje se želi provjeriti njegov stvari utjecaj na rezultat faktora sigurnosti te će se kombinirati zajedno sa horizontalnim seizmičkim koeficijentom i tražiti onaj omjer kod kojeg dolazi do labilne ravnoteže. Kombinacijom vertikalnog seizmičkog koeficijenta u intervalima vrijednosti od 0,00 do 0,23 sa vrijednostima horizontalnih seizmičkih koeficijenata u intervalima od 0,00 do 0,23 pomoću programa GEO5, dobivaju se vrijednosti faktora sigurnosti koje grafički možemo prikazati kao na slici 12.

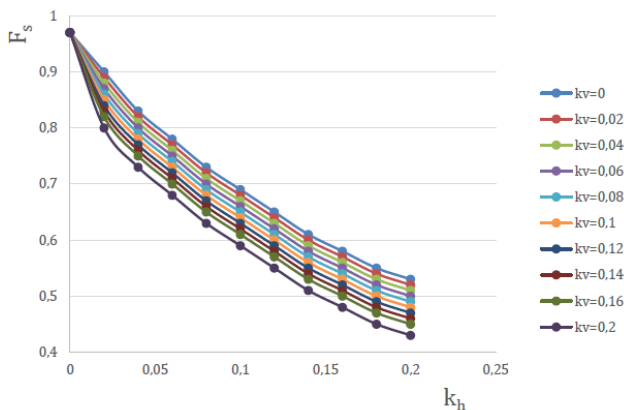


Slika 12: Ovisnost faktora sigurnosti o omjeru horizontalnog i vertikalnog seizmičkog koeficijenta

Graf sa slike 12 prikazuje kako je utjecaj vertikalne komponente na faktor sigurnosti u slučaju nesaturiranog tla zanemaren, što se vidi iz razmaka između krivulja, kako praktički razmaka između krivulja ni nema, tako nema ni utjecaja vertikalnog seizmičkog koeficijenta. Dobivene su krivulje eksponencijalnog oblika, odnosno eksponencijalnog pada faktora sigurnosti, bez velikog utjecaja vertikalnog seizmičkog koeficijenta.

Isti postupak proveden je i za slučaj potpuno saturiranog tla, te su uzete iste kombinacije vertikalnog i horizontalnog koeficijenta kao i kod nesaturiranog tla. Na temelju toga dobiva se sljedeći graf kao na slici 13.

Graf sa slike 13 prikazuje kako utjecaj vertikalne komponente na faktor sigurnosti u slučaju potpuno saturiranog tla nije zanemaren, što se vidi iz razmaka između krivulja, kako postoje povećani razmaci između krivulja tako postoji i utjecaj vertikalnog seizmičkog koeficijenta. Dobivene su krivulje eksponencijalnog oblika, odnosno eksponencijalnog pada faktora sigurnosti, sa utjecajem vertikalnog seizmičkog koeficijenta.



Slika 13: Ovisnost faktora sigurnosti o omjeru horizontalnog i vertikalnog seizmičkog koeficijenta

Kako primijenjena kvazistatička metoda ne daje rezultate pomaka, primjenjuje se Newmarkova metoda.

Ulazni podaci za Newmarkovu metodu bit će početni statički faktor sigurnosti za nesaturirano i potpuno saturirano tlo, te nagib kosine $\alpha = 15^\circ$

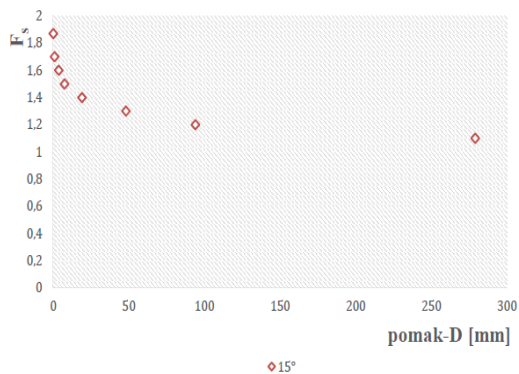
Računa se granična akceleracija i pomak za maksimalno (vršno) ubrzanje, za nesaturirano i potpuno saturirano tlo iz izraza

Tlo bez vode	
Granična akceleracija a_c	Maksimalni pomak prema Ambraseys i Menu (1988.)
$a_c = 2,21 \text{ ms}^{-2}$	$D = 0,013 \text{ mm}$

Tlo potpuno saturirano	
Granična akceleracija a_c	Maksimalni pomak prema Ambraseys i Menu (1988.)
$a_c = -0,08 \text{ ms}^{-2}$	$D = 117,1 \text{ mm}$

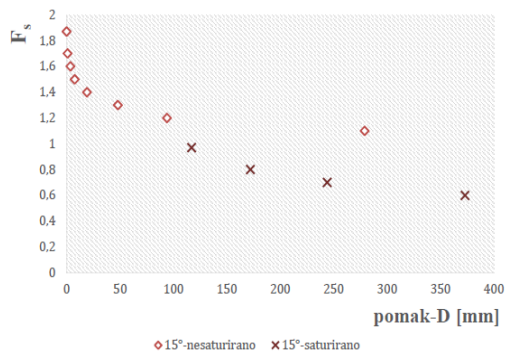
Kod potpuno saturiranog tla, dobivena je “negativna” akceleracija što znači da će gibanje bloka biti u dva smjera – uz i niz kosinu, pomak je time veći zato što se čestica potresa mora vratiti iz negativnog dijela na pozitivni dio.

Pomaci se mogu prikazati i grafički (slike 14 i 15) za sve manje faktore sigurnosti. Kod nesaturiranog tla prikazani su pomaci od faktora sigurnosti 1,87 do 1,10 (slika 14).

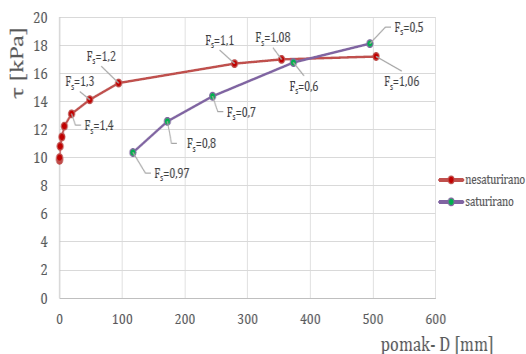


Slika 14: Ovisnost pomaka o faktoru sigurnosti kod nesaturiranog tla

Kod potpuno saturiranog tla (slika 15) prikazani su pomaci od statičkog faktora sigurnosti 0,96 do 0,60.



Slika 15: Usporedba pomaka nesaturiranog i potpuno saturiranog tla



Slika 16: Odnos posmičnog naprezanja i relativnih pomaka nesaturiranog i potpuno saturiranog tla kod djelovanja potresa

Graf sa slike 16 govori o odnosu posmičnog naprezanja i relativnog pomaka mase klizišta. Svaka točka krivulje predstavlja određeni faktor sigurnosti, gdje je najveći onaj kod kojega je posmično naprezanje τ najmanje. Za približnu istu vrijednost posmične čvrstoće kod nesaturiranog tla, saturirano će tlo za takav isti iznos imati veće pomake kod potresnog djelovanja, zbog već smanjenog početnog faktora sigurnosti, koji iznosi 0,97. Pojavljuje se i rezidualna čvrstoća tla, odnosno čvrstoća tla koju uzorak ima nakon sloma, ona se prema grafu sa slike 16 počinje stvarati od faktora sigurnosti 1,08, te se vrijednost rezidualne čvrstoće za sve manje faktore sigurnosti mijenja vrlo malo, dok se za potpuno saturirano tlo za sve manje faktore sigurnosti pomaci skoro linearno povećavaju povećanjem posmične čvrstoće.

5. Zaključak

Prikazane su analize kvazistatičke metode i metode Newmarkovog kliznog bloka. Newmarkov je klizni blok uspoređen s fizikalnom analizom bloka koji klizi na kosini. Analizom kvazistatičke metode, dolazi se do rezultata kvazistatičkog faktora sigurnosti s uključenom potresnom silom, te se smanjio faktor sigurnosti za približno pola vrijednosti statičkog faktora sigurnosti. Newmarkovom se analizom traži se pomak bloka kod statičkog faktora sigurnosti, te se iz izraza za graničnu akceleraciju i pomoću izraza autora Ambraseys i Menu, odredio pomak bloka kod maksimalnih vršnih akceleracija. Na primjerima cestovnih klizišta ovakvim postupkom može se dobro procijeniti pomak nakon potresa. Detaljnije analize mogle bi se provesti nakon mjerenjem akceleracije pojedine lokacije, kao i otkriti lokacije većeg potencijala klizanja.

Literatura:

- [1] Richards R., Elms DG (1979): *Seismic behavior of gravity retaining walls*. J Geotech Eng Div ASCE 105(GT4): 449-464
- [2] Bačić, M., Ivšić T., Kovačević M. S. (2020.) Geotehnika kao nezaobilazan segment potresnog inženjerstva. Građevinar, vol. 72, no. 10, str. 923-936.
- [3] Soldo, B.: Dodatno objašnjenje uz izvješća o cestovnim pužićima / klizištima na lokalnim i županijskim cestama Zagrebačke županije s naglaskom na potrese
- [4] Rho S.H.: *Analyses of Seismic Slope Stability*, ECI 281A Term Project <https://www.slideserve.com/donoma/eci-281a-term-project-analyses-of-seismic-slope-stability>
- [5] Newmark, N.M. (1965.): *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*, Geotechnique
- [6] Roje-Bonacci, T.: *Nasute građevine*, Sveučilište u Splitu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Split, 2015.
- [7] Korzec, A., Jankowski R. (2020.): *Extended Newmark method to assess stability of slope under bidirectional seismic loading*
- [8] Hunag, W. (2018.) *Stability of unsaturated soil slopes under rainfall and seismic loading*, Doctoral thesis, Nanyang Technological University, Singapore
- [9] Lazarević, D., Šavor Novak M., Uroš, M.: *Dinamika konstrukcija s uvodom u potresno inženjerstvo* (Pismo), Zagreb, 2018.
- [10] Younan AH, Veletsos AS (2000.) *Dynamic response of flexible retaining walls*. Earthq Eng Struct Dyn 29:1815-1844.

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 автомобільних доріг Одеської області
- Служба малих автомобільних доріг Одеської області



Підписання договору про співпрацю з Службою місцевих доріг в Одеській 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

Наукове видання

ГІДРОТЕХНІЧНЕ І ТРАНСПОРТНЕ БУДІВНИЦТВО

ЗБІРНИК ТЕЗ

міжнародної науково-технічної конференції