

ПІДХОДИ ДО РОЗРАХУВАННЯ ВПЛИВУ ВОДОПРОПУСКНИХ СПОРУД ІЗ МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА СТАТИЧНІ ТА ДИНАМІЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ

Гаркуша М. В.

Національний транспортний університет

Анотація. На сьогодні підходи до розрахування дорожніх водопропускних споруд з металевих гофрованих конструкцій не уніфіковані, кожна країна-виробник металевих гофрованих конструкцій має свої індивідуальні. У роботі наведено основні підходи до розрахування водопропускних споруд із металевих гофрованих конструкцій на статичні та динамічні навантаження. Здійснено аналіз теорії прогину, теорії стиснених кілець, теорії вигинання. На основі досліджень визначена необхідність вдосконалення підходів, що використовуються в Україні. У статті розглянуто найпоширеніші підходи до розрахування дорожніх водопропускних споруд США, Канади та Європи та найбільш поширені методи розрахування дорожніх водопропускних споруд із металевих гофрованих конструкцій для вирішення завдання щодо визначення їхніх переваг та недоліків, що дає можливість проаналізувати та вибрати найбільш правильне рішення щодо розрахування напружено-деформованого стану.

Ключові слова: вертикальний тиск, горизонтальні переміщення, горизонтальний тиск, дорожні водопропускні споруди, навантаження, напружено-деформований стан

Вступ

Застосування дорожніх водопропускних споруд з металевих гофрованих конструкцій (МГК) вимагає використання нових технологій, матеріалів та відповідного нормативного забезпечення, а саме норм, які регламентують проектування, монтаж, гідравлічні та конструктивні розрахунки [1].

На відміну від мостів, де відомі статичні та динамічні навантаження, у дорожніх водопропускних спорудах нормальний тиск і сила зсуву, що діють на них, не відомі, а розподіл навантаження має бути визначений аналізом структури ґрунту [2].

Негативним є згинання в тому випадку, коли споруда притягує навантаження ґрунту, тобто параметри жорсткості споруди є великими щодо параметрів жорсткості ґрунту, наприклад у випадку жорсткої споруди. А позитивним є вигин, якщо споруда відводить (або скидає) частину навантаження ґрунту. Це відбувається тоді, коли параметри жорсткості споруди є не великими щодо певних параметрів жорсткості ґрунту, наприклад у випадку гнучкої споруди.

Щоб визначити навантаження, які діють на водопропускну споруду, необхідно використати методи аналізу ґрунтово-структурної конструкції.

Аналіз публікацій

Усі наявні на сьогодні методи проектування та нормативні вимоги для водопропус-

кних споруд з металевих гофрованих конструкцій ґрунтуються на трьох основних теоріях та їхніх модифікаціях [3]:

– теорія прогину (критерій). Вона використовується для формулювання рівнянь переміщення і відома як теорія прогину Айови. Була розроблена М. Спенглером і Е. Метрсоном. [4, 5] для розрахування змін горизонтального діаметра сталеві конструкції. Ця формула містить суперечливі припущення щодо модуля впливу ґрунту. Припущення цієї теорії є такими [3]: (1) перпендикулярний тиск (навантаження) рівномірно розподіляється вздовж ширини конструкції; (2) вплив на нижню частину конструкції дорівнює вертикальному тиску та рівномірно поширюється вздовж ширини контакту конструкції з підґрунтовою частиною; (3) горизонтальний тиск розподіляється параболічно вздовж центральної частини (100 градусів) оболонки, а максимальний унітарний тиск є результатом модуля пасивного опору й може спостерігатися в половині горизонтальних переміщень конструкції;

– теорія стиснення кільця, розроблена Г. Уайтом і Дж. Леєром [5]. Ця теорія використовує тиск ґрунту на стіни сталеві конструкції. Тиск обмежується певним значенням, за якого неможливе пошкодження з'єднань окремих металевих пластин. Теорія ґрунтується на припущенні, що нерівномірний розподіл тиску, який досліджували

Е. Марстон і М. Спенглер, має лише незначний вплив на значення та розподіл кругових поштовхів. Водночас має бути дотримана така умова: ґрунтове покриття над конструкцією має перевищувати $1/8$ діаметра конструкції. Ця теорія доводить, що сталеві конструкції корпусу має бути розроблена так, щоб відповідати напрузі стиснення, спричиненій гідростатичним тиском ґрунту, який дорівнює тиску ґрунтового покриття на конструкцію;

– теорія (критерій) вигину, також відома як метод Г. Мейергофа [6, 7]. Згідно з нею, пружне вигинання починається як локальна опуклість і здебільшого спостерігається в короні конструкції оболонки або в іншому місці (залежно від місць, де виникає критична комбінація тиску ґрунту, згинальних моментів, деяких структурних недоліків разом із початковим виникненням залишкового напруження). Г. Меєрхоф і Л. Байкі Л. [6] визначили, що дуже гнучкі конструкції, які працювали в ґрунті з низьким модулем деформації, руйнувалися через вигинання оболонки та модуля ґрунту руйнування відбувалося внаслідок перевищення межі текучості сталі.

Тому аналіз підходів для розрахування впливу водопропускних споруд із металевих гофрованих конструкцій на статичні та динамічні навантаження є актуальним.

Мета та постановка завдання

Метою є аналіз наявних підходів розрахування напружено-деформованого стану дорожніх водопропускних споруд з металевих гофрованих матеріалів.

Для досягнення поставленої мети необхідно здійснити аналіз наявних підходів розрахування.

Виклад основного матеріалу

Енсон Марстон і Мерлін Спенглер розпочали першу офіційну наукову роботу в галузі навантажень на закопані трубопроводи в 1910-х роках на станції інженерних експериментів Державного коледжу (університету) Айови в Еймсі. Декілька інженерів округу висловили занепокоєння щодо руйнування глиняної черепиці, укладеної в котловани, як під час будівництва, так і під час засипки ґрунту [8].

Е. Марстон і М. Андерсон М. [9] визначили теоретичну основу для розрахування навантажень, що діють на заглиблений тру-

бопровід у стані канавки (траншеї). На сьогодні теорія навантажень Е. Марстона є загальноновизнаною. Під час досліджень було визначено такі концепції: 1) вертикальні навантаження на верхню частину труби складаються з ґрунтової призми над нею та будь-яким накладеним живим навантаженням; 2) вага цієї ґрунтової призми частково протидіє через тертя між боковими стінками траншеї та матеріалом зворотної засипки, що складається з призми, що призводить до зменшення ефективного вертикального тиску біля боків траншеї; 3) ефект дуги всередині ґрунтової призми біля верхньої частини труби призводить до того, що більша частина вертикального навантаження переноситься трубою приблизно від її верхньої частини до ± 45 градусів. Варто зазначити, що це обговорення обмежувалося канавами «звичайної» ширини і не застосовувалося до «широких» канав; використання цими дослідниками терміна «рови» еквівалентно тому, що нині називають траншейною установкою.

Базові рівняння для навантажень на водопропускні труби в котлованах (траншеях) на основі наведених припущень були отримані згодом. Вертикальне навантаження на заглиблену трубу було отримано способами визначення вертикальних сил, що діють на диференціальний горизонтальний сегмент ґрунтової призми над трубою, та розв'язання цього диференціального рівняння.

Під час розв'язання диференціального рівняння було отримано вираз для повного вертикального навантаження, створюваного власним навантаженням засипки на горизонтальній площині на глибині h для одиниці довжини трубопроводу:

$$V = wB_d^2 \left[\frac{1 - e^{-2K\mu' \frac{h}{B_d}}}{2K\mu'} \right], \quad (1)$$

де V – вертикальне навантаження на площину на глибині h на одиницю довжини труби; w – одиниця ваги матеріалу насипу; B_d – зовнішня ширина канави (траншеї); h – висота засипки над горизонтальною площиною; μ' – коефіцієнт тертя насипного матеріалу та стінки котлованів; e – основа натуральних логарифмів; K – коефіцієнт бічного тиску землі, коефіцієнт Ренкіна,

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}; \quad \mu - \text{коефіцієнт}$$

внутрішнього тертя наповнювача; ϕ – кут тертя наповнювача.

Вертикальне навантаження на верхню частину труби на одиницю довжини труби, W , де $h = H$:

$$W = wB_d^2 \left[\frac{1 - e^{-2K\mu' \frac{H}{B_d}}}{2K\mu'} \right]. \quad (2)$$

Е. Марстон і М. Андерсон визначили термін у дужках у виразі для вертикального навантаження, W як коефіцієнт C , побудувавши рівняння для власного навантаження на заглиблену водопропускну трубу:

$$W = CwB_d^2. \quad (3)$$

1930 року Е. Марстон [10], проаналізувавши водопропускні труби із канавами (траншеями), визначив, що водопропускні труби, які виступають, мають бути розташовані так, що частина труби має знаходитись нижче від лінії землі, а решта під насипом.

Щоб розрізнити умови відмови від умов проектування, Е. Марстон додав індекс до попередньої константи C . Тоді для умови відмови

$$W_c = C_d w B_d^2, \quad (4)$$

де

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu' \frac{H}{B_d}}}{2K\mu'}$$

Е. Марстон зазначив, що в разі, коли труба була розміщена частково в насипі, осідання матеріалу, що складається з призми ґрунту над трубою, буде відрізнятися від осідання насипу навколо. Ця різниця в осіданні вплине на напрямок і величину зсувних зусиль, які виникають між призмою матеріалу над трубою та насипом навколо, на відміну від зсувного зусилля між матеріалом на місці та засипкою канами для попередньо проаналізованого стану траншеї.

1933 року М. Спенглер у своїй роботі [11] намагався визначити експлуатаційну міцність заглибленої жорсткої труби для порівняльного аналізу з вертикальними навантаженнями, згідно з формулами Е. Марстона. Оскільки лабораторні умови, які відтворю-

ють ті, в яких перебуває заглиблена труба, не можуть бути прийнятними, він намагався визначити взаємозв'язок між міцністю труби та міцністю, визначеною за допомогою випробувань міцності труб, які проводяться в лабораторії.

Стандартним лабораторним випробуванням, яке використовував М. Спенглер для визначення міцності жорсткої труби, було випробування з трьома кромками (Three-Edge Bearing – ТЕВ), яке, як він визначив, було найпростішим і найлегшим під час досліджень.

Мета дослідження полягала у визначенні співвідношення опорної міцності заглибленої труби до міцності, отриманої за допомогою випробування ТЕВ. М. Спенглер назвав це співвідношення коефіцієнтом навантаження, який, щоб уникнути плутанини з цим терміном і його використанням в проектуванні факторів навантаження та опору, згодом було названо фактором навантаження.

Гранична міцність, використана М. Спенглером як для лабораторних, так і для польових випробувань закопаних труб, була визначена довільним граничним станом експлуатації. М. Спенглер назвав цю межу міцності навантаженням на розтріскування та визначив навантаження як таке, що створює тріщину, шириною 0,01 дюйма в стінці труби.

М. Спенглер зазначив, що фактор опори залежить від деталей опори труб. З метою дослідження він визначив чотири класи основи:

- основа класу А (бетонна основа) – труба, розміщена на бетонній основі;
- основа класу В (перший клас) – ретельно утрямбована під лінією труби з використанням дрібнозернистої засипки з максимальним виступом 70 %;
- основа класу С (звичайна) – зазвичай розміщена земля або гранульована засипка;
- основа класу D (неприпустима) – недостатньо або зовсім не ретельно розміщена засипка.

М. Спенглер пізніше проаналізував водопропускні труби з гнучкими трубами [4]. Це дослідження мало на меті визначити раціональні критерії проектування для розміщення трубопроводу з гнучкими тонкостінними секціями.

М. Спенглер застосував аналіз пружності тонкого кільця для прогнозування горизонтальних і вертикальних прогинів і порівняв ці теоретичні значення з отриманими під час лабораторних експериментів. Ідеалізоване

навантаження на гнучку секцію водопропускної труби складалося з розподілених вертикальних навантажень тиску, що було визначено як навантаження Марстона, і змінних горизонтальних навантажень тиску, створених пасивною реакцією прилеглого ґрунту. Для математичного спрощення М. Спенглер зазначив, що ця пасивна реакція параболічно застосована до 100 градусів дуги на боці секції (горизонтально +/- 50 градусів).

М. Спенглер визначив, що під час проектування величини вертикальних і горизонтальних прогинів є рівними, він розробив оригінальну формулу Айови для прогину гнучкої труби в умовах заглибленого навантаження [4]:

$$\Delta X = \frac{KW_c r^3}{EI + 0,061er^4}, \quad (5)$$

де ΔX – горизонтальне відхилення, що дорівнює вертикальному; K – коефіцієнт залягання, є функцією кута реакції залягання, α і визначається як

$$K = 0,5 \sin \alpha - 0,082 \sin^2 \alpha + 0,08 \frac{\alpha}{\sin \alpha} - 0,16 \sin \alpha (\pi - \alpha) - 0,04 \frac{\sin 2\alpha}{\sin \alpha} + 0,318 \cos \alpha - 0,208;$$

W_c – вертикальне навантаження на одиницю довжини труби; r – середній радіус труби; E – модуль пружності матеріалу труби; I – момент інерції на одиницю довжини поперечного перерізу стінки труби; e – модуль пасивного опору ґрунту, що знаходиться навколо.

1950 року М. Спенглер М. [12] детально дослідив фактичні коефіцієнти осідання побудованих трубопроводів у насипах.

Концепція коефіцієнта осідання раніше належала до теорії навантаження Е. Марстона, але практичні значення, які необхідно використовувати для проектування водопропускних труб, не були визначені. Під час цього дослідження способом вимірювання фактичних диференціальних осідань низки жорстких і гнучких труб, розміщених у насипах у полі, було отримано репрезентативні значення, які будуть використовуватися для цих проектів.

Розподіл тиску на ґрунт, на думку М. Спенглера, є таким через те, що існує горизонтальний тиск реакції ґрунту параболічної форми з максимальним значенням $(\Delta X/2) \cdot (E_s/s)$. Пізніше Дж. Молін [13] зазначив, що рівномірно розподілений тиск ґрунту

$K_0 \cdot W_c$ слід додати до бічного тиску, визначеного М. Спенглером. Дж. Молін запропонував шведський метод розрахування для заглиблених труб з використанням розподілу ґрунту [13].

На думку Л. Янсона [14], більшість досліджень гнучких труб, закопаних у землю, ґрунтуються на класичному виразі М. Спенглера.

Це питання у своїх модельних дослідженнях вирішували Р. Уоткінс [15], Р. Уоткінс та Ф. Нільсон [16], Е. Говард [17], Е. Говард та С. Салендер [18], а також Р. Бернс та О. Річард [19].

1960 року було запропоновано теорію стиснення кільця для конструкції, де було зазначено, що прогин кільця конструкції є незначним, а поломка сталася через руйнування стінок труби. Г. Уайт і Дж. Лаєр [20] зазначили, що в разі, якщо гнучкі труби закопані на достатній глибині, проблему можна аналізувати як тонке кільце під час стиснення. Вони визначили однорідний тиск P як

$$P = \gamma_s \cdot h_c + q, \quad (6)$$

де P – рівномірний тиск стиснення кільця, кН/м²; h_c – глибина покриття; γ_s – одиниця ваги ґрунту; q – еквівалентне живе навантаження.

Навантаження на стиснення кільця або окружна тяга на метр довжини труби, T , кН/м визначається за формулою

$$T = P \frac{D_p}{2}, \quad (7)$$

де D_p – діаметр труби.

Дж. Дункан запропонував метод проектування металевих водопропускних труб, який називається «методом взаємодії водопропускних труб із ґрунтом» (Soil Culvert Interaction Method – SCI) [21, 22].

Відповідно до цього методу максимальна сила стиснення кільця, T , розраховується за формулою

$$T = K_{p1} \cdot \gamma_s \cdot S^2 + K_{p2} \cdot \gamma_s \cdot h_c \cdot S + K_{p3} \cdot LL, \quad (8)$$

де T – сила стиснення кільця, кН/м; K_{p1} – коефіцієнт стиснення кільця від засипки, що дорівнює 0,2 Н/С; K_{p2} – коефіцієнт стиснення кільця для кришки, що дорівнює 0,9–0,5 Н/С; K_{p3} – коефіцієнт стиснення кільця для живого навантаження (безрозмірний); γ_s – одиниця ваги ґрунту засипки, кН/м³; S – проліт, м; h_c –

глибина покриву, м; LL – живе навантаження, кН/м.

Максимальне значення згинального моменту, яке використовувалося в цьому методі проектування, було пов'язане з відносною жорсткістю засипки та водопропускної труби за допомогою безрозмірної кількості гнучкості. Кількість гнучкості (N_f), задана рівнянням (9), забезпечує значення коефіцієнта моменту, який використовується для розрахунку максимального моменту в точці чверті. Таким чином, взаємодія між водопропускною трубою та навколишнім ґрунтом здійснюється в проєкті через використання значень жорсткості обох матеріалів:

$$N_f = E_s \cdot \frac{S^3}{E_{st} \cdot I_{st}}, \quad (9)$$

де N_f – коефіцієнт гнучкості водопропускної труби (безрозмірний); E_s – січний модуль ґрунту на рівні чверті точки, МПа; E_{st} – модуль пружності водопропускної труби, МПа; I_{st} – момент інерції водопропускної труби, м⁴/м; S – проліт водопропускної труби, м.

Значення модуля пружності водопропускної труби (E_{st}), моменту її інерції (I_{st}) і прольоту (S) визначені, тоді як модуль ґрунту (E_s) отримати складніше, оскільки деформація напруження ґрунтів є нелінійною та залежить від напруження. Значення E_s були визначені під час аналізу великої кількості ґрунтів, були запропоновані приблизні співвідношення між E_s та глибиною засипки. Побудовано криві для типів ґрунтів GW, GP, SW та SP [21, 22].

Максимальний згинальний момент для глибини ґрунтового покриву, що дорівнює 0, становить

$$M_1 = K_{M1} \cdot R_B \cdot \gamma_s \cdot S^3, \quad (10)$$

де M_1 – максимальний згинальний момент, якщо $h_c = 0$, кНм/м; K_{M1} – моментний коефіцієнт (безрозмірний); R_B – коефіцієнт зменшення моменту (безрозмірний); S – проліт водопропускної труби, м; γ_s – одиниця ваги ґрунту, кН/м³.

Загальний згинальний момент (у точці чверті) від засипки та живого навантаження становить

$$M = M_1 - R_B \cdot K_{M2} \cdot \gamma_s \cdot S^2 \cdot h_c + R_L + K_{M3} \cdot S \cdot LL, \quad (11)$$

де M – загальний згинальний момент через засипку та робоче навантаження, кНм/м; K_{M2} – моментний коефіцієнт (безрозмірний);

R_L – коефіцієнт зменшення моменту (безрозмірний); K_{M3} – моментний коефіцієнт (безрозмірний); γ_s – одиниця ваги ґрунту, кН/м³.

Необхідно здійснити перевірку щодо безпеки в процесі руйнування стінки від стиснення та розвитку пластичних деформацій.

Конструкція SCI також допомагає визначити мінімальну глибину покриву та максимальну висоту заповнення.

Найпоширенішими підходами щодо проектування дорожніх водопропускних споруд з МПК є Канадський кодекс проектування шосейних мостів (CHBDC) [23]. Поданий 2001 року Розділ 7 – Заглиблені конструкції Канадського кодексу проектування автомобільних мостів (CAN/CSA S6) містить етапи аналізу та проектування ґрунтового-металевого конструкції. Метод CHBDC ґрунтується на процедурах проектування граничних станів, які є визнаним стандартом проектування конструкцій із ґрунту та сталі в Канаді [23].

У США застосовують розробку Американської асоціації державних службовців шосейних доріг та транспорту (American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO) Специфікація конструкції мосту AASHTO LRFD, Розділ 12 для заглиблених конструкцій та обшивки тунелів є стандартним кодом проектування. Її також можна використовувати в інших юрисдикціях за межами Канади або за запитом власника інфраструктури [24].

Крім того, у США застосовують підходи, розроблені Американським інститутом чавуну та сталі (AISI). Незважаючи на те, що метод проектування AISI простий, легкий для розуміння та перевірений часом, він значною мірою менш відомий на відміну від методу CHBDC. Його використання здебільшого обмежується невеликими структурами, приватними розробками та недержавними проєктами.

Різноманітність культур, мов та історичних впливів визначили позицію сучасної Європи в інженерії щодо викликів у сфері уніфікації та стандартизації. Не всі європейські країни є частиною Європейського Союзу (ЄС), а ті держави, що належать до ЄС, не повною мірою використовують всі єврокоди. [2].

Після Другої світової війни гофровані сталеві конструкції були розроблені спільним підприємством Amco і Thyssen. До 1970 року конструкція гофрованих водопропускних труб розроблялася відповідно до американських норм. Німецька залізниця розпочала випробування гофрованих сталевих конструкцій, на основі якого Німеччина прийняла власний нормативний документ з проектування [25].

Європейські стандарти в різних країнах відрізняються один від одного. Так, Британський стандарт – це «Проектування підземних конструкцій із гофрованої сталі з прольотами більше ніж 0,9 метрів і до 8,0 метрів» [26].

В Європі найпоширенішим є шведський метод проектування композитних мостів ґрунт-сталь, розроблений Х. Сундквістом і Л. Петтерссоном з Королівського технологічного інституту (КТН) у Стокгольмі [27]. Цей метод є частиною шведського кодексу мостів, який вимагає, щоб посібник використовувався під час проектування композитних мостів із ґрунту та сталі [2]. Сили та моменти, розраховуються з використанням принципів, наведених у так званому SCI-методі (емпіричному методі).

Метод проектування був розроблений на основі таких методів: метод Дункана (Duncan) – метод взаємодії водопропускної труби з ґрунтом з певними модифікаціями щодо розподілу навантаження, модуля ґрунту, глибини покриття та більш плоских профілів водопропускних труб [21, 22]; метод Яна Васлестада (Jan Vaslestad) – вигнуті ефекти [28], розрахункова нормальна сила була зменшена, коли глибина покриття є великою, відповідно до принципів, наведених у дослідженнях Я. Васлестада. [29]; метод Клоппеля (K. Klöppel) і Глока (D. Glock) – розрахунки на вигин [30]; метод Андресона (L. Andréasson) – методи розрахунку модуля ґрунту для фрикційних матеріалів [31]; несну здатність зменшено згідно з теорією другого порядку [27]; вміщено профілі коробчатих водопропускних труб [27].

1990 року Ян Васлестад опублікував метод проектування для визначення коефіцієнта вигину [32].

Він запропонував, щоб несну здатність перевіряли відповідно до загальних принципів, що застосовуються до конструкцій, згідно з методом часткового коефіцієнта безпеки. Запропонований загальний метод проектування було перевірено під час порівняльного аналізу повномасштабних випробувань, проведених та наведених Л. Петтерссоном, Х. Перссоном [33], Дж. Темпоралем та ін. [34], Д. Бебеном і З. Маньком [35], Л. Петтерссоном [36], Б. Фленером [37] і Л. Петтерссоном та А. Ваді [38].

Важливими особливостями шведського методу проектування [36] є такі: можна використовувати різні профілі труб і арок; можна використовувати будь-яке живе навантаження (одна, дві або більше смуг, навантаження зосереджене та/або розподілене); проектувальник може розрахувати сили перетину (тягові та згинальні моменти) у конструкції для будь-якої висоти

покриття (високої чи низької); властивості ґрунтового матеріалу (ступінь ущільнення, градацію тощо) можна змінювати; конструкція проектується в граничному стані, зокрема в стані втоми, а також в граничному стані працездатності; метод не залежить від коду.

Зазначено, що навантаження виникають через різні типи транспортних навантажень, наприклад навантаження згідно з Єврокодом 1991-2 [39], EKS 9 [40], TRVFS 2011:12 [41] або їхнім еквівалентом. Єдиним живим навантаженням, яке враховується під час проектування SSCB (Soil Steel Composite Bridge – ступінь ущільнення, градація тощо; ґрунтовий сталевий композитний міст, назва згідно зі шведськими нормами), є транспортне. Згідно зі шведськими підходами розрахування рекомендується не використовувати локальну перевірку відповідно до EN 1991-2 [39].

Принцип розрахування [27] ґрунтується на ефективній взаємодії між трубою та ґрунтом. Тому структурна засипка, тобто ґрунт, який близько оточує трубу, повинен мати контрольовані та кількісно визначені властивості.

Під час монтажу водопропускної труби вінець оболонки піднімається вгору в процесі засипки завдяки бічному тиску ґрунту на боки конструкції оболонки. Це зменшує висоту ґрунтового покриву над конструкцією (відстань між верхом обшивки та проїзною частиною) [27].

Тому висоту ґрунтового покриву можна розрахувати за допомогою рівняння

$$h_{c,red} = h_c - \delta_{crown}, \quad (12)$$

де h_c – висота ґрунтового покриву; δ_{crown} – підйом висоти конструкції оболонки під час процесу зворотного засипання, його можна розрахувати за формулою $\delta_{crown} = 0,015D$ або для більш детального аналізу рівнянням

$$\begin{aligned} \frac{\delta_{crown}}{D} &= \frac{\rho_{surr} D}{E_{soil,k}} f_h(H/D, \lambda_f) = \\ &= 0,013 \frac{\rho_{surr} D}{E_{soil,k}} \left(\frac{H}{D}\right)^{2,8} \lambda_f^{\left[0,56-0,2\ln\left(\frac{H}{D}\right)\right]}, \end{aligned} \quad (13)$$

де D – діаметр або прогін (розмір належить до відстані між центрами ваги поперечного перерізу, м; H – вертикальна відстань між лінією центра ваги вінця труби та висотою, на якій водопропускна труба має найбільшу ширину (отвір/прогін) м; λ_f – параметр жорсткості, тобто залежність між жорсткістю труби (конструкції) і навколишнім ґрунтом (засипка); ρ_{surr} – питома

вага засипки, перерахована до висоти вінця (конструкційна засипка) kH/M^2 ; $E_{soil, k}$ – дотичний модуль засипки, МПа; f_{in} – параметр (функція, яка використовується для розрахування висоти корони під час будівництва) для вибраних співвідношень H/D ; λ – співвідношення між жорсткістю засипки та жорсткістю конструкції оболонки.

У рівнянні (13) важливо використовувати $E_{soil, k}$, а не $E_{soil, d}$, рівняння (13) дійсне лише для закритих профілів, тобто профілів, де труба може одночасно стискатися горизонтально, коли вінець піднімається. У випадку водопропускних труб із фундаментними плитами впливом труби вертикальним дефектом можна знехтувати, якщо стіна з листового металу з'єднана з фундаментною плитою вертикально або з нахилом назовні. У випадку профілів із нахиленою всередину стіною з листового металу, що з'єднується з фундаментною плитою, підйом вінця можна розрахувати як одну чверть значення, відповідно до формули (13).

Нормальна сила, Н/м, викликана навантаженням через ґрунт засипки в його постійному положенні, визначається як

$$E_{soil, k} = 0,2 \frac{H}{D} \rho_{surr} D^2 + S_{ar} \left(0,9 \frac{h_{c,red}}{D} - 0,5 \frac{h_{c,red}}{D} \frac{H}{D} \right) \rho_{cover} D^2 \quad (14)$$

де S_{ar} – коефіцієнт зменшення через ефект вигину для навантаження засипки, розташованого над конструкцією оболонки.

Перевірку розвитку рухомого шарніра у верхній частині труби здійснюють згідно з EN 1993-1-1 [42]. У граничному стані перевіряють максимально навантажену секцію за допомогою виразу EN 1993-1-1 (6.61) [42]. Пластина не має відхилитися вбік від осі z , $\chi_{LT} = 1,0$ і $\chi_z = 1,0$. Крім того, згинальний момент має дорівнювати $M_{z,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$, нейтральна вісь не змінюється внаслідок місцевого прогину, тому $\Delta M_{y,Ed} = 0$. Таким чином, вираз (6.61) в EN 1993-1-1 [42] можна записати так:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \leq 1,0 \quad (15)$$

$$\gamma_{M1,steel} \quad \gamma_{M1,steel}$$

де N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ – розрахункові значення осової сили та згинального моменту, N_{uLS} , M_{uLS} ;

$\chi_y = \frac{N_{cr}}{N_u}$ – коефіцієнт зменшення вигину від-

повідно до 6.3.1 EN 1993-1-1 [42]; k_{yy} – коефіцієнт взаємодії згідно з таблицею А.1 і А.2 Додатка А EN 1993-1-1 [42]. Метод 1 рекомендовано в Шведському національному додатку; $N_{Rk} = f_{yA}$ і $M_{Rk} = f_{yW}$ – опір для осової сили та згинального моменту; $\gamma_{M1,steel}$ – частковий коефіцієнт матеріалу для сталі (нестабільність, рекомендоване значення 1,0).

У деяких випадках момент ($M_{y,Rk}$) можна спростити виразом

$$M = \left(1,429 - 0,156 \ln \left(\left(\frac{m_t}{t} \right) \left(\frac{f_{yk}}{227} \right)^{1/2} \right) \right) M_u \quad (16)$$

де M_u – пластичний момент, kH/m ; t – товщина листового металу, мм; m_t – дотична довжина, м.

2006 року ДП ДерждорНДІ було розроблено ВБН В.2.3-218-198:2007 «Споруди транспорту. Проектування та будівництво споруд із металевих гофрованих конструкцій на автомобільних дорогах загального користування» [43], а 2007 року «Посібник з проектування та будівництва споруд із металевих гофрованих конструкцій на автомобільних дорогах загального користування» [44], де було визначено норми для вирішення питань технології влаштування та монтажу МГК, конструктивні вимоги до МГК, систематизації наявних перерізів МГК під час будівництва та реконструкції транспортних споруд, раціонального використання економічних, матеріальних, енергетичних, трудових ресурсів, охорони навколишнього середовища та забезпечення належної якості в процесі будівництва та проектування металевих гофрованих конструкцій [45].

Так, основою для ВБН В.2.3-218-198 [43] мають бути принципи інженерного досвіду проектування транспортних споруд із металевих гофрованих конструкцій. Тому подальший розвиток нормативної бази України щодо використання металевих гофрованих конструкцій у транспортному будівництві має складатися з вдосконалення методів розрахування, а також розроблення методів здійснення обстеження та випробування таких конструкцій як під час будівництва, так і в умовах експлуатації. Саме це є ключовою умовою забезпечення належної якості побудованих споруд із МГК та надійності їх роботи в умовах експлуатації [45].

Розрахування дорожніх водопропускних споруд з МГК за міцністю в ВБН В.2.3-218-198 [43] здійснюється відповідно до 4.23 ДБН В.2.3-14 [46]:

$$\frac{N}{A} \leq R_y m, \quad (17)$$

де N – нормальне (тангенціальне) зусилля в гофрованій конструкції від розрахункових навантажень на довжину λ одного гофра, Н; A – площа перерізу однієї хвилі гофра, см²; R_y – розрахунковий опір сталі за межею текучості, відповідно до таблиці 4.4 ДБН В.2.3-14 [46], Па; $m = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи.

Нормальне (тангенціальне) зусилля N , (Н) у споруді від розрахункових навантажень, що діють на довжину λ одного гофра, визначається так:

$$N = \frac{\gamma n D \cdot \left(h_{eq} + h + \frac{D}{2} \right) \cdot \lambda}{2 + \frac{E_0}{E} \cdot \frac{D}{\delta} \cdot (1 - \nu^2)} + \frac{\gamma_{sh} n_1 \delta \frac{D}{2} \lambda}{1 + \frac{\delta^2}{3D^2}}, \quad (18)$$

де γ – питома вага ґрунту засипки, Н/м³; $n = 1,3$ і $n_1 = 1,1$ – коефіцієнти перевантаження згідно з ДБН В.2.3-14 [46]; $\nu = 0,25$ – коефіцієнт Пуассона матеріалу споруди; h_{eq} – умовна висота насипу, еквівалентна дії тимчасового автомобільного навантаження, $h_{eq} = \frac{\nu}{\gamma \cdot (a_0 + h)}$, м;

$a_0 = 3,00$ м – ширина смуги руху для навантаження НК-80 (НГ-60) згідно з ДБН В.2.3-14 [46]; h – відстань від верху дорожнього одягу до верху конструкції, м; ν – еквівалентне навантаження, відповідно до додатка Н ДБН В.2.3-14 [46] залежно від довжини і форми лінії впливу, кН/м; D – діаметр гофрованої конструкції (діаметр конструкції відповідно до осі гофрованого листа), м; E_0 – модуль деформації ґрунту засипки, Па; E – модуль пружності сталі, Па; δ – умовна товщина, мм, листа круглої гофрованої конструкції, яка має таку саму погонну згинальну жорсткість, що і гофрована (наприклад: для гофрів з $\lambda = 0,164$ м (16,4 см) значення δ подано в таблицях додатка Д ВБН В.2.3-218-198 [43]; γ_{sh} – питома вага матеріалу МПК, Н/м³.

У М 03450778-707 [47] аналітична модель визначає залежність між зовнішнім навантаженням труби та пасивним опором ґрунту, таким, що забезпечує рівномірне центральне стиснення перерізу контуру труби.

Для розрахунку використана модель Спенглера з певним спрощенням (рис. 1):

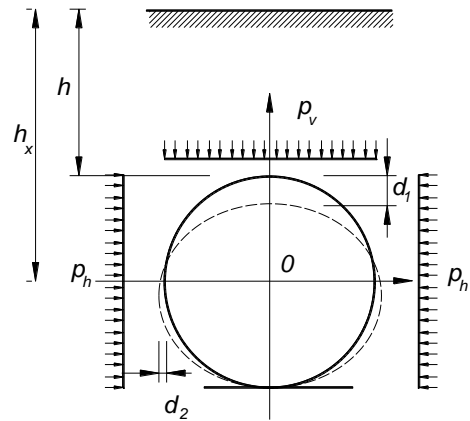


Рис. 1. Аналітична модель розрахунку структури: h – висота засипки, м; h_x – висота засипки від центра поперечного перерізу труби в недеформованому стані, м; p_v – постійне й тимчасове навантаження на трубу, Н; p_h – пасивний опір ґрунту, Н; d_1 та d_2 – відхилення діаметра труби під час деформації у вертикальному та горизонтальному напрямках, м

Також аналітична модель надає можливість визначити відносні вертикальні деформації контуру труби δ_1 за формулою

$$\delta_1 = \frac{0,23 \times p_v \times r^3}{E \times I + 0,061 \times E_g \times r^3}, \quad (19)$$

де $p_v = p_{v1} + p_{v2}$ – нормативний вертикальний тиск на трубу від спільної дії ваги ґрунту насипу і рухомого складу, Н; p_{v1} – вертикальний тиск ґрунту насипу, Н; p_{v2} – вертикальний тиск від рухомого складу, Н; r – радіус середньої поверхні труби, м; E – модуль пружності матеріалу труби, Н/м²; I – погонний момент інерції перерізу труби, кг×м²; E_g – стискальний модуль пружності ґрунту, Н/м².

Визначаються також відносні горизонтальні переміщення δ_2 , які є функцією початкового діаметра труби:

$$\delta_2 = \frac{0,1 \times r^3 \times p_v \times (1 - k)}{E \times I}, \quad (20)$$

де r – радіус середньої поверхні труби, м; $p_v = p_{v1} + p_{v2}$ – нормативний вертикальний тиск на трубу від спільної дії ваги ґрунту насипу та рухомого складу, Н; $k = p_v / p_h$ – коефіцієнт, що визначає співвідношення між вертикальним і горизонтальним тиском; $p_h = p_{h1} + p_{h2}$ – нормативний горизонтальний тиск на трубу від спільної дії ваги ґрунту насипу та рухомого складу, Н.

Величини δ_1 та δ_2 мають порівнюватися з допустимою величиною відносних деформацій контуру.

Ця модель, прийнята відповідно до СОУ 45.2-00018112-045 [48], застосована для конструкцій з контуром у вигляді кола. Вона не може бути використана для замкнених конструкцій іншого перерізу та для конструкцій з незамкнутим поперечним перерізом. Крім того, цю модель не можна застосовувати для аналізу напружено-деформованого стану, визначення дійсної жорсткості фундаменту та механічних характеристик корінного ґрунту, навіть для перерізу кільцевої форми.

Висновки

У роботі здійснено аналіз підходів для розрахування впливу водопропускних споруд із металевих гофрованих конструкцій на статичні та динамічні навантаження, проаналізовано історичні аспекти розвитку процесу розрахування напружено-деформованого стану водопропускних споруд, здійснено порівняльний аналіз українських підходів розрахування та світових методів.

У роботі визначено, що наявні українські підходи розрахування потребують подальшого вдосконалення.

Література

1. Нормативне забезпечення проектування і будівництва споруд з металевих гофрованих конструкцій. Дороги і мости П. М. Коваль та ін.. Київ, 2008. Вип. 8. С. 154–158.
2. Transportation Research Circular E-C230: culverts and Soil-Structure Interaction: Fifty Years of Change and a Twenty-Year Projection summarizes the presentations from the TRB 93rd Annual Meeting on January 14, 2014 in Washington, D.C.
3. Damian Beben (2020). Soil-Steel Bridges. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Springer Nature Switzerland AG 2020. P. 214. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-34788-8> (дата звернення: 02.04.2024).
4. Spangler M. G. (1941). The structural design of flexible pipe culverts. Iowa Engineering Experimental Station Bulletin. No. 153. The Iowa State College, Ames. <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrbproceedings/17/17Pt1-014.pdf> (дата звернення: 02.04.2024).
5. White H. L., Layer J. P. (1960). Corrugated metal conduit as a compressible ring. Transportation Research Record, no 39. Transportation Research Board, Washington, DC. Pp 389–397.
6. Meyerhof G. G., Baikie L. P. (1963). Strength of steel culvert sheets against compacted sand backfill. Highway Research Record. No. 30. Transportation Research Board, Washington, DC.
7. Luscher U. (1966). Buckling of soil-surrounded tubes. J Soil Mech Found Div 92(6):211–228.
8. Kevin L. (2016). A Review of Depth of Cover Tables for Concrete and Corrugated Metal Pipe for the Iowa Department of Transportation. http://publications.iowa.gov/25791/1/IADOT_tr703_A_Review_of_Depth_of_Cover_Tables_2016.pdf (дата звернення: 02.04.2024).
9. Marston A. E., Anderson, A. O. (1913). The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain tile and Sewer Pipe. Bulletin 31 – Iowa Engineering Experiment Station at Iowa State College, Ames, IA.
10. Marston A. E. (1930). The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments. Bulletin 96. Vol. 28 – Iowa Engineering Experiment Station at Iowa State College, Ames, IA.
11. Spangler M. G. (1933). The Supporting Strength of Rigid Pipe Culverts. Bulletin 112 – Iowa Engineering Experiment Station at Iowa State College, Ames, IA.
12. Spangler M. G. (1950). Field Measurements of the Settlement Ratios of Various Highway Culverts. Bulletin 171 – Iowa Engineering Experiment Station at Iowa State College, Ames, IA.
13. Molin J. (1981). Flexible pipes buried in clay. Proc. Int. Conference of Underground Plastic Pipe. ASCE, New Orleans, USA. Pages 322–337.
14. Janson L-E. (2003). Plastic Pipes for Water Supply and Sewage Disposal. Borealis, Majornas CopyPrint AB, Stockholm, Sweden.
15. Watkins R. K. (1959). Influence of soil characteristics on the deformation of embedded flexible pipe culverts. Bulletin 223. Highway Research Board, Washington DC, 223:14–24.
16. Watkins R. K. and Nielsen F. D. (1964). Development and use of the modpares device. ASCE Journal of the Pipeline Division, 90:155–178.
17. Howard A. K. (1972). Laboratory load tests on buried flexible pipe. Journal of the AWWA, 64:655–662.
18. Howard A. K. and Salender C. E. (1974). Laboratory load tests on buried reinforced thermosetting, thermoplastic, and steel pipe. Journal of the AWWA, 66:540–552.
19. Burns R. M., and Richard O. J. (1964). Attenuation of stresses for buried cylinders. Proc. Symp. on Soil-structure Interaction, University of Arizona, Tucson. Pages 378–392.
20. White H. L., Layer J. P. (1960). Corrugated metal conduit as a compressible ring. Transportation Research Record. No 39. Transportation Research Board, Washington, DC. Pp 389–397.

21. Duncan J. M. (1978). Soil-culvert interaction method for design of metal culverts. *Transportation Research Record*, 678:53–59.
22. Duncan J. M. (1979). Behaviour and design of long-span metal culverts. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Div.*, 105(3):399–418.
23. CHBDC (2014) Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-14, Canadian Standards Association International, Mississauga. 846 p.
24. AASHTO LRFD (2017) LRFD bridge design specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials, 8th edn. Washington, DC. 1781 p.
25. Allgemeines Rundschreiben Strassenbau Nr 20/1997. Wellstahlrohre;-Bedingungen für die Anwendung von Wellstahlrohren, Ausgabe 1997. Reg. Nr.05.40, ARS 20/97, Bonn 23 Mai 1997.
26. Standard BD 12/01 (2002) – Design of Corrugated Steel Buried Structures With Spans Greater Than 0.9 Metres and up to 8.0 Metres.
27. Pettersson Lars, Sundquist Håkan (2014). Design of soil steel composite bridges. KTH Royal Institute of Technology. P. 82 <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:761594/FULLTEXT01.pdf> (дата звернення: 02.04.2024).
28. Vaslestad J. (1994). Long-Term Behavior of Flexible Large-Span Culverts. Norwegian Public Road Administration Publication. No 74.
29. Vaslestad J. (1990). Soil Structure Interaction of Buried Culverts, Institutt for Geo-teknikk, Norges Tekniske Høgskole Universitetet i Trondheim.
30. Klöppel K. and Glock D. (1970). Theoretische und experimentelle Untersuchungen zu den Traglastproblemen beigewiecher, in die Erde eingebetteter Rohre, Veröffentlichung des Instituts Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt. 3/1979. H-10.
31. Andréasson L. (1973). Compressibility of Cohesionless Soils: A Laboratory Investigation. National Swedish Building Research, Stockholm, Sweden.
32. Vaslestad J. (1990). Soil Structure Interaction of Buried Culverts. Doktor Ingeniøravhandling. Vol. 7. Institutt for Geoteknikk Trondheim.
33. Pettersson L., Persson H. (1984). Fullskaleförsök på lågbyggd trumma, Examensarbete vid institutionen för brobyggnad, KTH.
34. Temporal J., Barrat D. A., Hunnibell B. E. F. (1985). Loading tests on an Armco pipe arch culvert. Transport and Road Research Laboratory. Research Report. No 32. Berkshire, UK.
35. Beben D. and Manko Z. (2002). SuperCor Box Culvert, SC 56B, Gimån, Sweden, University of Opole and Technical University of Wrocław.
36. Pettersson L. (2007). Full Scale Tests and Structural Evaluation of Soil Steel Flexible Culverts with low Height of Cover, Doctoral Thesis in Civil and Architectural Engineering, Division of Structural Engineering and Bridges, TRITA_BKN Bulletin 93, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
37. Flener E. B. (2009). Static and dynamic behaviour of soil-steel composite bridges obtained by field testing, TRITA-BKN. Bulletin 98, KTH, Stockholm.
38. Pettersson L. & Wadi A. (2013). Full scale live load tests on older Soil-Steel Composite Bridges close to Skellefteå, Sweden, (test report) KTH Structural Engineering and Bridges.
39. EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges. CEN 2003.
40. EKS 9 – Boverket (2013). The National Board of Housing, Building and Planning, BFS 2013:10. Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder), Swedish applications for the structural Eurocodes.
41. TRVFS, Trafikverket. (2011). The Swedish Transport Administration, TRVFS 2011:12 Swedish applications for using the structural Eurocodes for Bridges (in Swedish).
42. EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN 2005.
43. ВБН В.2.3–218-198:2007. Споруди транспорту. Проектування та будівництво споруд із металевих гофрованих конструкцій на автомобільних дорогах загального користування. Київ, 2007.
44. Посібник до ВБН В.2.3–218-198:2007. Споруди транспорту. Проектування та будівництво споруд із металевих гофрованих конструкцій на автомобільних дорогах загального користування. Київ, 2007.
45. Ковальчук В. В., Коваль П. М., Коваль М. П. Методи обстеження та випробовування тунельного шляхопроводу з металевих гофрованих конструкцій на км 228+160 автомобільної дороги Київ–Харків–Довжанський. Дороги і мости. 2020. Вип. 21. С. 250–269.
46. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування (Частина 1). Київ, 2006.
47. М 03450778-707:2012. Методика розрахунку споруд із металевих гофрованих конструкцій в умовах різних ґрунтів основ. Київ, 2012.
48. СОУ 45.2-00018112-045:2010. Споруди транспорту. Проектування та будівництво споруд з пластикових труб на автомобільних дорогах загального користування. Київ, 2010.

References

1. Koval' P. M., Fal' A. YE., Babyak I. P., Sitdykova T. M. Normatyvne zabezpechennya proektu-vannya i budivnytstva sporud z metalevykh hof-rovanykh konstruksiy. Dorohy i mosty. Kyi'v, 2008. Vyp. 8. S. 154–158 [in Ukrainian].
2. Transportation Research Circular E-C230: Culverts and Soil–Structure Interaction: Fifty Years of Change and a Twenty-Year

- Projection summarizes the presentations from the TRB 93rd Annual Meeting on January 14, 2014 in Washington, D.C. [in English].
3. Damian Beben (2020). Soil-Steel Bridges. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Springer Nature Switzerland AG 2020. P. 214. [Electronic resource]. URL: <https://doi.org/10.1007/978-3-030-34788-8> (access date: 02.04.2024) [in English].
 4. Spangler M. G. (1941). The structural design of flexible pipe culverts. Iowa Engineering Experimental Station Bulletin no. 153. The Iowa State College, Ames. [Electronic resource]. URL: <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrbproceedings/17/17Pt1-014.pdf> (access date: 02.04.2024) [in English].
 5. White H. L., Layer J. P. (1960). Corrugated metal conduit as a compressible ring. Transportation Research Record, no 39. Transportation Research Board, Washington, DC. Pp 389–397.
 6. Meyerhof G. G., Baikie L. P. (1963). Strength of steel culvert sheets against compacted sand backfill. Highway Research Record. No. 30. Transportation Research Board, Washington, DC.
 7. Luscher U. (1966). Buckling of soil-surrounded tubes. J Soil Mech Found Div 92(6):211–228.
 8. Kevin L. (2016). A Review of Depth of Cover Tables for Concrete and Corrugated Metal Pipe for the Iowa Department of Transportation. [Electronic resource]. URL: http://publications.iowa.gov/25791/1/IADOT_tr703_A_Review_of_Depth_of_Cover_Tables_2016.pdf (access date: 02.04.2024) [in English].
 9. Marston A. E., Anderson, A. O. (1913). The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain tile and Sewer Pipe. Bulletin 31 – Iowa Engineering Experiment Station at Iowa State College, Ames, IA [in English].
 10. Marston A. E. (1930). The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments. Bulletin 96. Vol. 28 – Iowa Engineering Experiment Station at Iowa State College, Ames, IA.
 11. Spangler M. G. (1933). The Supporting Strength of Rigid Pipe Culverts. Bulletin 112 – Iowa Engineering Experiment Station at Iowa State College, Ames, IA.
 12. Spangler M. G. (1950). Field Measurements of the Settlement Ratios of Various Highway Culverts. Bulletin 171 – Iowa Engineering Experiment Station at Iowa State College, Ames, IA.
 13. Molin J. (1981). Flexible pipes buried in clay. Proc. Int. Conference of Underground Plastic Pipe. ASCE, New Orleans, USA. Pages 322–337.
 14. Janson L-E. (2003). Plastic Pipes for Water Supply and Sewage Disposal. Borealis, Majornas CopyPrint AB, Stockholm, Sweden.
 15. Watkins R. K. (1959). Influence of soil characteristics on the deformation of embedded flexible pipe culverts. Bulletin 223. Highway Research Board, Washington DC, 223:14–24.
 16. Watkins R. K. and Nielsen F. D. (1964). Development and use of the modpares device. ASCE Journal of the Pipeline Division, 90:155–178.
 17. Howard A. K. (1972). Laboratory load tests on buried flexible pipe. Journal of the AWWA, 64:655–662.
 18. Howard A. K. and Salender C. E. (1974). Laboratory load tests on buried reinforced thermosetting, thermoplastic, and steel pipe. Journal of the AWWA, 66:540–552.
 19. Burns R. M., and Richard O. J. (1964). Attenuation of stresses for buried cylinders. Proc. Symp. on Soil-structure Interaction, University of Arizona, Tucson. Pages 378–392.
 20. White H. L., Layer J. P. (1960). Corrugated metal conduit as a compressible ring. Transportation Research Record. No 39. Transportation Research Board, Washington, DC. Pp 389–397.
 21. Duncan J. M. (1978). Soil-culvert interaction method for design of metal culverts. Transportation Research Record, 678:53–59.
 22. Duncan J. M. (1979). Behaviour and design of long-span metal culverts. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Div., 105(3):399–418.
 23. CHBDC (2014) Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-14, Canadian Standards Association International, Mississauga. 846 p.
 24. AASHTO LRFD (2017) LRFD bridge design specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials, 8th edn. Washington, DC. 1781 p.
 25. Allgemeines Rundschreiben Strassenbau Nr 20/1997. Wellstahlrohre;-Bedingungen für die Anwendung von Wellstahlrohren, Ausgabe 1997. Reg. Nr.05.40, ARS 20/97, Bonn 23 Mai 1997.
 26. Standard BD 12/01 (2002) – Design of Corrugated Steel Buried Structures With Spans Greater Than 0.9 Metres and up to 8.0 Metres.
 27. Pettersson Lars, Sundquist Håkan (2014). Design of soil steel composite bridges. KTH Royal Institute of Technology. P. 82 [Electronic resource]. URL: <https://www.diva-por-tal.org/smash/get/diva2:761594/FULLTEXT01.pdf> (access date: 02.04.2024) [in English].
 28. Vaslestad J. (1994). Long-Term Behavior of Flexible Large-Span Culverts. Norwegian Public Road Administration Publication. No 74.
 29. Vaslestad J. (1990). Soil Structure Interaction of Buried Culverts, Institutt for Geo-teknikk, Norges Tekniske Høgskole Universitetet i Trondheim.
 30. Klöppel K. and Glock D. (1970). Theoretische und experimentelle Untersuchungen zu den Traglastproblemen beigewiecher, in die Erde eingebetteter Rohre, Veröffentlichung des

- Institut Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt. 3/1979. H-10.
31. Andréasson L. (1973). Compressibility of Cohesionless Soils: A Laboratory Investigation. National Swedish Building Research, Stockholm, Sweden [in English].
 32. Vaslestad J. (1990). Soil Structure Interaction of Buried Culverts. Doktor Ingeniøravhandling. Vol. 7. Institutt for Geoteknikk Trondheim.
 33. Pettersson L., Persson H. (1984). Fullskaleförsök på lågbyggd trumma, Examensarbete vid institutionen för brobyggnad, KTH.
 34. Temporal J., Barrat D. A., Hunnibell B. E. F. (1985). Loading tests on an Armco pipe arch culvert. Transport and Road Research Laboratory. Research Report. No 32. Berkshire, UK.
 35. Beben D. and Manko Z. (2002). SuperCor Box Culvert, SC 56B, Gimån, Sweden, University of Opole and Technical University of Wrocław.
 36. Pettersson L. (2007). Full Scale Tests and Structural Evaluation of Soil Steel Flexible Culverts with low Height of Cover, Doctoral Thesis in Civil and Architectural Engineering, Division of Structural Engineering and Bridges, TRITA_BKN Bulletin 93, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
 37. Flener E. B. (2009). Static and dynamic behaviour of soil-steel composite bridges obtained by field testing, TRITA-BKN. Bulletin 98, KTH, Stockholm.
 38. Pettersson L. & Wadi A. (2013). Full scale live load tests on older Soil-Steel Composite Bridges close to Skellefteå, Sweden, (test report) KTH Structural Engineering and Bridges.
 39. EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges. CEN 2003.
 40. EKS 9 – Boverket (2013). The National Board of Housing, Building and Planning, BFS 2013:10. Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder), Swedish applications for the structural Eurocodes.
 41. TRVFS, Trafikverket. (2011). The Swedish Transport Administration, TRVFS 2011:12 Swedish applications for using the structural Eurocodes for Bridges (in Swedish).
 42. EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN 2005.
 43. VBN V.2.3–218-198:2007. Sporudy transportu. Proektuvannya ta budivnytstvo sporud iz metalevykh hofrovanykh konstruksiy na avtomobil'nykh dorohakh zahal'noho korystuvannya. Kyi'v, 2007 [in Ukrainian].
 44. Posibnyk do VBN V.2.3–218-198:2007. Sporudy transportu. Proektuvannya ta budivnytstvo sporud iz metalevykh hofrovanykh konstruksiy na avtomobil'nykh dorohakh zahal'noho korystuvannya. Kyi'v, 2007 [in Ukrainian].
 45. Koval'chuk V. V., Koval' P. M., Koval' M. P. Metody obstezhennya ta vyprovovuvannya tunel'noho shlyakhoprovodu z metalevykh hofrovanykh konstruksiy na km 228+160 avtomobil'noyi dorohy Kyi'v–Kharkiv–Dovzhans'kyu. Dorohy i mosty. 2020. Vyp. 21. S. 250–269 [in Ukrainian].
 46. DBN V.2.3-14:2006. Sporudy transportu. Mosty ta truby. Pravyla proektuvannya (Chas-tyna 1). Kyi'v, 2006 [in Ukrainian].
 47. М 03450778-707:2012. Metodyka rozrakhunku sporud iz metalevykh hofrovanykh konstruksiy v umovakh riznykh gruntiv osnov. Kyi'v, 2012 [in Ukrainian].
 48. SOU 45.2-00018112-045:2010. Sporudy transportu. Proektuvannya ta budivnytstvo sporud z plastykovykh trub na avtomobil'nykh dorohakh zahal'noho korystuvannya. Kyi'v, 2010 [in Ukrainian].
- Гаркуша Микола Васильович**, к.т.н., доц. каф. мостів, тунелів та гідротехнічних споруд, mykola.harkusha@ntu.edu.ua, +38 096-628-79-05, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5388-0561>, Національний транспортний університет, вул. М. Омеляновича-Павленка, 1, м. Київ, 01010, Україна.
- Approaches to calculation of water-permeable structures made of metal corrugated structures for static and dynamic loads**
- Abstract. Problem.** Today, approaches to the calculation of road culverts from metal corrugated structures do not have unified approaches, almost every country that produces metal corrugated structures has its own individual calculation approaches. **Goal.** The work presents the main approaches to the calculation of culverts made of metal corrugated structures for static and dynamic loads. **Methodology.** The analysis was carried out of the deflection theory, the ring compression theory, the theory of buckling. **Results.** On the basis of the conducted research, the need to improve the existing approaches in Ukraine has been established. **Originality.** The work considers the most common approaches to the calculation of road culverts in the USA, Canada, and Europe. **Practical value.** The work considers the most common methods of calculating road culverts from metal corrugated structures to solve the task of determining the advantages and disadvantages of existing calculation methods, which make it possible to analyze and choose the most perfect solution for calculating the stress-strain state.
- Key words:** vertical pressure, horizontal movements, horizontal pressure, culverts, load, stress-strain state.
- Harkusha Mykola**, Ph.D., Associate Professor, Department of Bridges, Tunnels and Hydraulic Structures, mykola.harkusha@ntu.edu.ua, tel. +38 093-889-56-46, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5388-0561> National Transport University, 01010, Ukraine, Kyiv, M. Omelyanovicha-Pavlenka Street, 1.