

БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ

УДК 624.21

DOI: 10.30977/BUL.2219-5548.2021.93.0.54

ВИЗНАЧЕННЯ БІЧНОГО ТИСКУ ВІД ВЛАСНОЇ ВАГИ ҐРУНТУ НАСИПУ НА КРАЙНІ ОПОРИ МОСТА

Кожушко В. П., Краснов С. М.

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Анотація. Досліджено питання визначення бічного тиску ґрунту від ваги ґрунту насипу на крайні (берегові) опори моста за глибини закладання фундаменту до 3 м. Як порівняти з результатами розрахування за нормами, бічний тиск й інші величини, пов'язані з ним, залежно від висоти насипу й кута внутрішнього тертя піщаного ґрунту основи, можуть змінюватися до 43 %. Розглянуто варіанти розрахунку: за вимогами норм і з використанням східчастої епюри бічного тиску.

Ключові слова: епюра бічного тиску, коефіцієнт бічного тиску, східчаста епюра бічного тиску, сила бічного тиску.

Вступ

Під час проектування крайніх (берегових) опорів потрібні розрахунки їх на міцність і стійкість. Міцність опори та її стійкість проти зсуву або перекидання прямо залежать від величини сили бокового тиску ґрунту, тому уточнення величини цієї сили є актуальним питанням сучасності.

Аналіз публікацій

Для визначення бічного тиску на огорожувальні споруди дозволяється використовувати теорію Кулона, розроблену ним ще 1773 р, а пізніше вдосконалену іншими вченими під час розрахування різноманітних конструкцій, що контактують з ґрунтом [1–4]. Удосконалення визначення величини інтенсивності бічного тиску було пов'язано з уточненням поверхонь ковзання призм обвалення [4] з огляду на спільну роботу огорожувальних споруд з ґрунтом [1, 2] багаточисельність грантів засипки, нелінійну залежність між деформаціями і напругою тощо, застосовуючи в цьому випадку теорію граничного стану, а також теорію пружності й пластичності. Незважаючи на те, що велика кількість робіт, присвячених визначенню бічного тиску на підпільні стінки або на споруди, які працюють подібно до них, була написана в XIX–XX століттях, і нині вчені досліджують роботи огорожувальних споруд і їхні взаємодії з ґрунтом засипки, зокрема можна навести наукові статті, написані під керівництвом І. Я. Лучковського [5–10].

Незважаючи на це, у раніше виданих і нині чинних нормативних документах під час

визначення бічного тиску на огорожувальні споруди використовують традиційний метод Кулона.

Одним із важливих питань є визначення бічного тиску на крайню опору моста від ґрунту насипу і ґрунту, розташованого в межах висоти фундаменту. У нормативних документах визначено фактор, що глибина закладання фундаменту опори впливає на величину бічного тиску і на форму епюри бічного тиску ґрунту. Щодо цього розглядають два випадки роботи опори моста:

а) за глибини закладання підшви фундаменту до 3 м ($d \leq 3$ м, де d – глибина закладання фундаменту);

б) за глибини закладання фундаменту $d > 3$ м.

У цій статті здійснено аналіз роботи крайніх опор за глибини закладання фундаменту до 3 м. У всіх нормативних документах щодо проектування мостів рекомендується епюру бічного тиску приймати як трикутну (рис. 1).

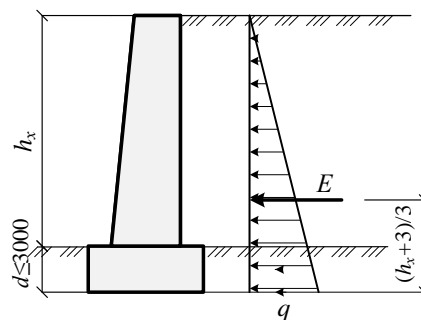


Рис. 1. Епюра тиску ґрунту на крайню опору моста

Нормативну (характеристичну) інтенсивність тиску ґрунту на рівні підшви фундаменту рекомендують визначати за формулою

$$q = (h_x + d) \cdot \gamma_n \cdot \tau_a, \quad (1)$$

де h_x – висота опори (див. рис. 1), м; d – глибина закладання фундаменту опори, м; γ_n – характеристичне значення питомої ваги ґрунту насипу, кН/м^3 ; τ_a – коефіцієнт бічного активного тиску ґрунту.

Коефіцієнт бічного активного тиску ґрунту визначають за формулою

$$\tau_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}\right), \quad (2)$$

де φ_n – характеристичне значення кута внутрішнього тертя ґрунту насипу.

Такий підхід до визначення бічного тиску був запропонований ще у нормах [11, додаток 7]. До наступних нормативних документів [12–15] це положення було перенесено без змін, але з більш точною дефініцією терміна, де було зазначено, що за запропонованою методикою необхідно визначати цей тиск. Положення можна знайти і в розділах норм: [12, додаток 3, обов'язковий], [13, додаток 3, обов'язковий], [14, додаток Ж, обов'язковий] і [15, додаток Г, обов'язковий].

Таким чином, таке визначення бічного тиску не враховує впливу висоти насипу та фізико-механічних характеристик ґрунту, розташованого в межах від поверхні землі до підшви фундаменту, що, на нашу думку, є проблематичним питанням. Саме дослідження впливу висоти насипу та фізико-механічних характеристик ґрунту основи на величину бічного тиску й є предметом дослідження цієї статті.

Мета і постановка завдання

Метою роботи є виявлення дійсного тиску ґрунту під час проектування крайніх (берегових) опор моста від ґрунту насипу й основи.

Реалізація досліджень та їхнє обговорення

Під час розрахування бічного тиску ґрунту на крайню опору моста досліджено питання впливу на роботу опори фізико-механічних характеристик як ґрунту насипу, так і ґрунту основи, а також висоти опори. Як приклад ґрунту насипу, що примикає до опори, використано пісок з такими характеристичними значеннями, як кут внутрішньо-

го тертя $\varphi_n = 30^\circ$, питомою вагою $\gamma_n = 20 \text{ кН/м}^3$. Пісок для насипу, що контактує з крайньою опорою, вибрано згідно з вимогами норм [14, п. 1.98] або [16, п. 7.5.7], де визначено, що відсіпка кутів і насипів за стоянами повинна бути з ґрунту, який має коефіцієнт фільтрації (після ущільнення) не менше 2 м/добу. Довжина відсіпки дренавальним ґрунтом за стояном повинна бути:

зверху насипу – не менше висоти насипу плюс 2 м;

знизу (в рівні природної поверхні ґрунту) – не менше 2 м.

Розрахунки було здійснено для таких піщаних ґрунтів основи:

пилюватого піску, характеристичний кут внутрішнього тертя якого $\varphi_n = 26^\circ$, а характеристична питома вага $\gamma_n = 19 \text{ кН/м}^3$;

дрібнозернистого піску, якщо $\varphi_n = 34^\circ$ і $\gamma_n = 19,6 \text{ кН/м}^3$;

крупнозернистого піску, якщо $\varphi_n = 43^\circ$ і $\gamma_n = 21 \text{ кН/м}^3$.

Для пісків основи характеристичний кут внутрішнього тертя визначено згідно з вимогами норм [17], оскільки в чинних українських нормах [18] такі характеристики не наведено.

Висота опори h_x (див. рис. 1) була прийнята з такою градацією в метрах: 1; 3; 5; 7; 9; 11; і 13, а глибина закладання фундаменту для всіх випадків – $d = 3$ м.

Для визначення бічного тиску було використано два підходи, а саме: розрахунки здійснювали за нормативними вимогами, коли епюра бічного тиску приймалась трикутною (див. рис. 1), а характеристики ґрунту вздовж всієї висоти, тобто в межах $(h_x + d)$, прийнято такими: $\varphi_n = 30^\circ$ і $\gamma_n = 20 \text{ кН/м}^3$;

з використанням східчної епюри бічного тиску (рис. 2), коли в межах висоти насипу враховувались величина кута внутрішнього тертя $\varphi_n = 30^\circ$ і питома вага ґрунту $\gamma_n = 20 \text{ кН/м}^3$, а в межах глибини закладання фундаменту – характеристики піщаного ґрунту, які наведено вище.

Якщо кут внутрішнього тертя ґрунту основи є меншим, ніж кут внутрішнього тертя ґрунту насипу, вид східчної епюри наведено на рис. 2, а, якщо ж значення кута внутрішнього тертя більше, вид східчної епюри подано на рис. 2, б.

У процесі розрахування були визначені значення бічного тиску на рівні обрізу q_1 і підшви фундаменту q' , величини сил бічного тиску E та перекидні моменти M .

Результати порівняльних розрахунків наведено в таблицях 1–3.

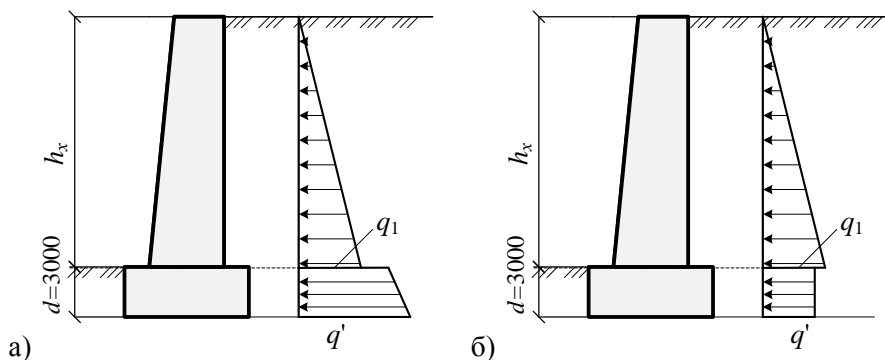


Рис. 2. Східчасті епюри бічного тиску

Таблиця 1 – Значення бічного тиску q' , сил бічного тиску E та перекидального моменту M (грунт основи – пісок пилюватий, $\varphi_n=26^\circ$, $\gamma_n=19 \text{ кН/м}^3$, глибина закладення фундаменту – $d = 3 \text{ м}$)

| Висота насипу h_x , м | Тиск на рівні підшви фундаменту, кПа | | Сила бічного тиску, кН | | Перекидальний момент, кНм | |
|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|------------------------|---------------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| | q' , | співвід-* ношення величин | E | співвід-* ношення величин | M | співвід-* ношення величин |
| 1 | $\frac{30,1}{26,7}$ | 1,127 | $\frac{60,15}{53,3}$ | 1,128 | $\frac{79,6}{71,1}$ | 1,120 |
| 3 | $\frac{45,7}{40,0}$ | 1,142 | $\frac{133,7}{120,0}$ | 1,114 | $\frac{258,8}{240,0}$ | 1,114 |
| 5 | $\frac{61,3}{53,3}$ | 1,150 | $\frac{233,9}{213,3}$ | 1,096 | $\frac{597,95}{568,85}$ | 1,051 |
| 7 | $\frac{76,9}{66,7}$ | 1,154 | $\frac{360,7}{333,35}$ | 1,082 | $\frac{1150,45}{1111,7}$ | 1,035 |
| 9 | $\frac{92,55}{80,0}$ | 1,157 | $\frac{514,3}{480,0}$ | 1,071 | $\frac{1969,8}{1920,0}$ | 1,026 |
| 11 | $\frac{108,2}{93,3}$ | 1,159 | $\frac{699,4}{653,3}$ | 1,071 | $\frac{3108,8}{3048,8}$ | 1,020 |
| 13 | $\frac{123,8}{106,7}$ | 1,160 | $\frac{901,3}{853,4}$ | 1,056 | $\frac{4821,5}{4551,25}$ | 1,015 |

Таблиця 2 – Значення бічного тиску q' , сил бічного тиску E та перекидального моменту M (грунт основи – дрібний пісок, $\varphi_n=34^\circ$, $\gamma_n=19,6 \text{ кН/м}^3$, глибина закладення фундаменту – $d = 3 \text{ м}$)

| Висота насипу h_x , м | Тиск на рівні підшви фундаменту, кПа | | Сила бічного тиску, кН | | Перекидальний момент, кНм | |
|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|------------------------|---------------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| | q' , | співвід-* ношення величин | E | співвід-* ношення величин | M | співвід-* ношення величин |
| 1 | $\frac{22,3}{26,7}$ | 0,835 | $\frac{45,2}{53,3}$ | 0,848 | $\frac{61,5}{71,1}$ | 0,864 |
| 3 | $\frac{33,6}{40,0}$ | 0,840 | $\frac{105,8}{120,0}$ | 0,882 | $\frac{221,3}{240,0}$ | 0,922 |
| 5 | $\frac{44,9}{53,3}$ | 0,842 | $\frac{193,1}{213,3}$ | 0,905 | $\frac{540,95}{568,85}$ | 0,951 |
| 7 | $\frac{56,2}{66,7}$ | 0,843 | $\frac{307,0}{333,35}$ | 0,921 | $\frac{1074,2}{1111,7}$ | 0,966 |
| 9 | $\frac{67,5}{80,0}$ | 0,844 | $\frac{447,63}{480,0}$ | 0,9325 | $\frac{1873,9}{1920,0}$ | 0,976 |
| 11 | $\frac{78,8}{93,3}$ | 0,845 | $\frac{614,8}{653,3}$ | 0,941 | $\frac{2993,6}{3048,8}$ | 0,982 |
| 13 | $\frac{90,1}{106,7}$ | 0,845 | $\frac{808,8}{853,4}$ | 0,948 | $\frac{4487,9}{4551,25}$ | 0,986 |

Таблиця 3 – Значення бічного тиску q' , сил бічного тиску E та перекидального моменту M (грунт основи – крупнозернистий пісок, $\varphi_n=43^\circ$, $\gamma_n=21$ кН/м³, глибина закладення фундаменту – $d = 3$ м)

| Висота насипу h_x , м | Тиск на рівні підшви фундаменту, кПа | | Сила бічного тиску, кН | | Перекидальний момент, кНм | |
|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|------------------------|---------------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| | q' , | співвід- [*] ношення величин | E | співвід- [*] ношення величин | M | співвід- [*] ношення величин |
| 1 | $\frac{15,7}{26,7}$ | 0,588 | $\frac{22,5}{53,3}$ | 0,610 | $\frac{46,2}{71,1}$ | 0,650 |
| 3 | $\frac{23,25}{40,0}$ | 0,581 | $\frac{81,9}{120,0}$ | 0,682 | $\frac{189,0}{240,0}$ | 0,787 |
| 5 | $\frac{30,8}{53,3}$ | 0,578 | $\frac{157,9}{213,3}$ | 0,740 | $\frac{471,8}{568,85}$ | 0,829 |
| 7 | $\frac{38,4}{66,7}$ | 0,576 | $\frac{260,6}{333,35}$ | 0,782 | $\frac{1008,1}{1111,7}$ | 0,907 |
| 9 | $\frac{45,9}{80,0}$ | 0,574 | $\frac{390,0}{480,0}$ | 0,812 | $\frac{1791,1}{1920,0}$ | 0,933 |
| 11 | $\frac{53,5}{93,3}$ | 0,573 | $\frac{551,95}{653,3}$ | 0,845 | $\frac{2893,7}{3048,8}$ | 0,949 |
| 13 | $\frac{61,1}{106,7}$ | 0,573 | $\frac{728,7}{853,4}$ | 0,854 | $\frac{4370,4}{4551,25}$ | 0,960 |

*У чисельнику наведено значення розглянутих величин, отриманих у випадку застосування східчастої епюри бічного тиску ґрунту, а в знаменнику – значення, отримані за методом, запропонованим у нормах.

Аналізуючи результати розрахунків, наведених у таблицях 1–3, можна дійти висновку, що дані, отримані з застосуванням східчастої епюри тиску, тобто з огляду на вплив висоти опори та фізико-механічних характеристик ґрунту основи, значно відрізняються від даних, отриманих за методом розрахунку, що рекомендується чинними нормативними документами. У цьому випадку бічний тиск ґрунту q' на рівні підшви фундаменту, якщо кут внутрішнього тертя ґрунту основи $\varphi < 30^\circ$, зростає у межах до 16%, як порівняти з аналогічним тиском, отриманим за нормами. Якщо висота стояна $h_x = 1$ м, бічний тиск q' відрізняється від отриманого за нормами приблизно на 12,7 %, а якщо висота $h_x = 13$ м – уже приблизно на 16 %. Величина сили бічного тиску E , на відміну від сили, отриманої за нормами, теж збільшується (приблизно на 12,8 %, якщо висота опори $h_x = 1$ м, і приблизно на 5,6 %, якщо висота опори $h_x = 13$ м). Значно менше змінюються величини перекидального моменту M , на відміну від таких, що отримані за нормами (він збільшується приблизно на 12 %, якщо висота опори $h_x = 1$ м, і всього на 1,5 %, якщо висота опори $h_x = 13$ м). Таким чином, якщо кут внутрішнього тертя ґрунту основи $\varphi < 30^\circ$, опора працює з перевантаженням.

Зовсім інша процес спостерігається, якщо коефіцієнт внутрішнього тертя ґрунту основи становить $\varphi > 30^\circ$. Бічний тиск ґрунту q' на рівні підшви фундаменту, на відміну від

тиску, отриманого за нормами, значно зменшується (наприклад, співвідношення цих тисків для піску $\varphi_n = 43^\circ$, якщо висота опори $h_x = 1$ м, становить 0,580, а якщо висота опори $h_x = 13$ м, – 0,573). У цьому випадку співвідношення величин q' зі збільшенням висоти опори зменшується, а співвідношення сил бічного тиску E і перекидних моментів M збільшується (для сил E – в межах від 0,610 до 0,854, а для перекидних моментів M – у межах від 0,650 до 0,960), тобто опора, якщо $\varphi > 30^\circ$, працює зі значними запасами міцності й стійкості.

За даними розрахунку побудовані графіки співвідношення бічних тисків q'/q (рис. 3), бічних сил E'/E (рис. 4) і перекидних моментів M'/M (рис.5).

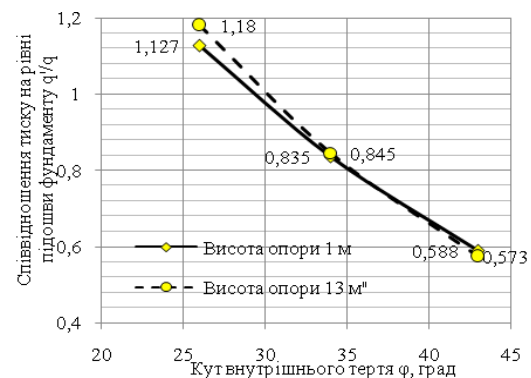


Рис. 3. Співвідношення величин бічного тиску на рівні підшви опори, отриманих відповідно до заданих норм і за умови наявності східчастої епюри бічного тиску

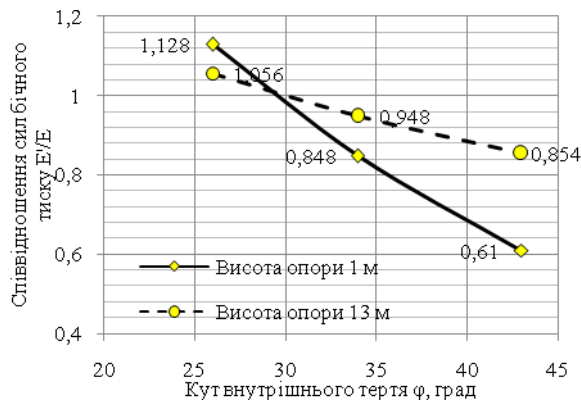


Рис. 4. Співвідношення величин сил бічного тиску, отриманих відповідно до заданих норм і за умови наявності східчастої епюри бічного тиску

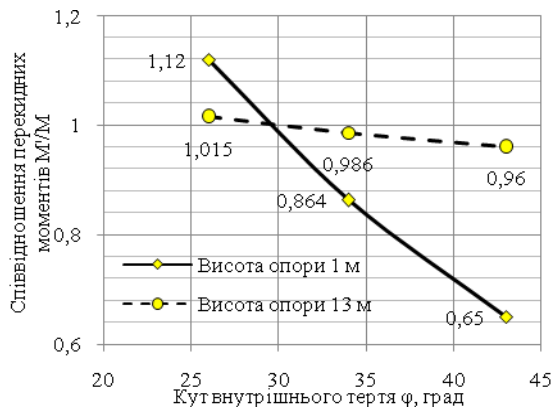


Рис. 5 Співвідношення величин перекидних моментів, отриманих відповідно до заданих норм і за умови наявності східчастої епюри бічного тиску

Якщо основу складає піщаний ґрунт, графіки співвідношень зазначених величин залежно від кута внутрішнього тертя змінюються приблизно за лінійним законом. Деяка кривизна графіків пов'язана з різними значеннями питомої ваги ґрунту основи.

Висновки

1. Під час розрахунку бічного тиску ґрунту насипу на крайні (берегові) опори необхідно враховувати фізико-механічні характеристики ґрунту основи та висоту опори.

2. Величини інтенсивності бічного тиску, сили бічного тиску та перекидних моментів, наведених у статті, отримано для піщаного ґрунту основи. Якщо основу складають інші ґрунти основи, дані будуть змінені, тобто у цьому випадку необхідні додаткові дослідження.

Література

1. Цытович Н. А. Механика ґрунтов: учебное пособие. Москва: Госстройиздат, 1963. 638 с.
2. Снитко Н. К. Статическое и динамическое давление ґрунтов и расчет подпорных стенок. Ленинград: Стройиздат. Ленингр. отдел, 1970. 209 с.
3. Основи і фундаменти: підручник для вузів. У 2 ч. Ч. 2 / В. П. Кожушко. Харків: ХНАДУ, 2002. 492 с.
4. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. Москва: Гос. изд-во физ.-мат. л-ры, 1960. 243 с.
5. Лучковский И. Я., Никитенко В. И. Автомобильні дороги та дорожнє будівництво. Київ: Будівельник, 2004. – С. 149–156.
6. Лучковский И. Я., Данько А. М. Нелинейный характер изменения активного давления на подпорные стенки от местной нагрузки на поверхности засыпки. Будівельні конструкції. 2008. Вип. 71. Кн. 1. С. 145–155.
7. Лучковский И. Я., Чепурной Д.А. Распределение горизонтального давления ґрунта на подпорные стенки при многослойном основании. Науковий вісник будівництва. 2009. Вип. 54. С. 281–285.
8. Лучковский И. Я., Чепурной Д. А. Исследование единой плоскости обрушения при определении давления ґрунта на подпорные стены при многослойном основании. Науковий вісник будівництва. 2010. Вип. 57. С. 159–163.
9. Лучковский И. Я., Чепурной Д. А. Новый подход к расчету давления многослойной засыпки подпорных стен. Науковий вісник будівництва. 2011. Вип. 63. С. 174–180.
10. Лучковский И. Я., Чепурной Д. А. Давление на подпорную стенку двухслойной засыпки, имеющей откос и полосовую нагрузку на поверхности. Науковий вісник будівництва. 2011. Вип. 65. С. 232–236.
11. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб: СН 200-62. (Срок введения 1 апреля 1962 г.) Москва: Трансжелдориздат, 1962. 328 с. (Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства).
12. Мосты и трубы: СНиП 2.05.03-84. (Срок введения в действие – 1 января 1986 г.). Москва: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. 200 с. (Госстрой СССР).
13. Мосты и трубы: СНиП 2.05.03-84*. (Срок введения в действие – 1 января 1986 г.). Москва: ПП ЦПП, 1996. 214 с. (Минстрой России).
14. Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006. (Чинні від 2007.02.01). Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. 359 с. (Державні будівельні норми України).
15. Споруди транспорту. Мости і труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009. (Чинні від 2010-03-01). Київ: Мінрегіонбуд України,

2009. 66 с. (Державні будівельні норми України).
16. Споруди транспорту. Мости і труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3-22:2009. (Чинні від 2010.03.01). Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 73 с. (Державні будівельні норми України).
 17. Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83*. (Срок введения в действие – 1 января 1985) Москва: ГП ЦПП, 1995. 48 с. (Минстрой России).
 18. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10:2018. (Чинні від 2019.01.01). Київ: Мінрегіон України, 2018. 38 с. (Державні будівельні норми України).

References

1. Tsyrovych N. A. Mekhanyka hruntov: uchebnoe posobye. Moskva: Hosstroiyzdat, 1963. 638 s.
2. Snytko N. K. Statycheskoe y dynamycheskoe davlenye hruntov y raschet podpornykh stенок. Leningrad: Stroiyzdat. Lenynhr. otd., 1970. 209 s.
3. Kozhushko V. P. Osnovy i fundamente: pidruchnyk dlia vuziv. U 2-kh ch. Ch. 2. Kharkiv: KhNADU, 2002. 492 s.
4. Sokolovskiy V. V. Statyka syrpuchei sredy. Moskva: Hos. yzd-vo fiz.-mat. 1-gy, 1960. 243 s.
5. Luchkovskiy Y. Ia., Nykytenko V. Y. Horyzontalnoe davlenye na vertykalnye ohrazhdeniya konstruktsiyi hlubokyykh sooruzheniy. Kiev: Budivelnik, 2004. S. 149–156.
6. Luchkovskiy Y. Ia., Danko A. M. Nelyneinyi kharakter yzmeneniyia aktyvnoho davleniyia na podpornye stenky ot mestnoi nahruzky na poverkhnosty zasypky. Budivelni konstruktsii. 2008. Vyp. 71. Kn. 1. S. 145–155.
7. Luchkovskiy Y. Ia., Cherpurnoi D. A. Raspredelenye horyzontalnoho davleniyia hrunta na podpornye stenky pry mnohosloinnoy osnovanyu. Naukovyi visnyk bud-va. 2009. Vyp. 54. S. 281–285.
8. Luchkovskiy Y. Ia., Cherpurnoi D. A. Yssledovanye edynoi ploskosty obrusheniyia pry opredelenyu davleniyia hrunta na podpornye stenki pry mnohosloinnoy osnovanyu. Naukovyi visnyk bud-va. 2010. Vyp. 57. S. 159–163.
9. Luchkovskiy Y. Ia., Cherpurnoi D. A. Novyi podkhod k raschetu davleniyia mnohosloinnoy zasypky podpornykh sten. Naukovyi visnyk bud-va. 2011. Vyp. 63. S. 174–180.
10. Luchkovskiy Y. Ia., Cherpurnoi D. A. Davlenye na podpornuiu stenkuyi dvukhsloinnoy zasypky, ymeiushchei otkos y polosovuiu nahruzku na poverkhnosty. Naukovyi visnyk bud-va. 2011. Vyp. 65. S. 232–236.
11. Tekhnicheskoye usloviya proektyrovaniya zheleznodorozhnykh, avtodorozhnykh y horodskyykh mostov y trub: SN 200-62. (Srok vvedeniyia 1 apreliya 1962 h.) Moskva: Transzheldoryzdat, 1962. 328 s.
12. Mosty y trubyy: SNyP 2.05.03-84. (Srok vvedeniyia v deistviye 1 yanvaria 1986 h.). Moskva: TsYTP Hosstroia SSSR, 1985. 200 s. (Hosstroii SSSR).
13. Mosty y trubyy: SNyP 2.05.03-84*. (Srok vvedeniyia v deistviye 1 yanvaria 1986h.). Moskva: PP TsPP, 1996. 214 s. (Mynstroii Rossyy).
14. Sporudy transportu. Mosty i trubyy. Pravyla proektuvaniya: DBN V.2.3-14:2006. (Chynni vid 2007.02.01.). Kiev: Ministerstvo bud-va, arkhitektury ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva, 2006. 359 s. (Derzhavni budivelni normy Ukrainy).
15. Sporudy transportu. Mosty i trubyy. Navantazheniya i vplyvy: DBN V.1.2-15:2009. (Chynni vid 2010.03.01.). Kiev: Minrehionbud Ukrainy, 2009. 66 s. (Derzhavni budivelni normy Ukrainy).
16. Sporudy transportu. Mosty i trubyy. Osnovni vymohy proektuvaniya: DBN V.2.3-22:2009. (Chynni vid 2010.03.01.). Kiev: Minrehionbud Ukrainy, 2009. 73 s. (Derzhavni budivelni normy Ukrainy).
17. Osnovaniya zdanyi y sooruzheniy: SNyP 2.02.01-83*. (Srok vvedeniyia v deistviye 1 yanvaria 1985). Moskva: HP TsPP, 1995. 48 s. (Mynstroii Rossyy).
18. Osnovy i fundamente budivel ta sporud: DBN V.2.1-10:2018. (Chynni vid 2019-01-01). Kiev: Minrehion Ukrainy, 2018. 38 s. (Derzhavni budivelni normy Ukrainy).

Кожушко В. П., докт. техн. наук, професор, завідувач кафедри мостів, конструкцій та будівельної механіки, Харківський національний автомобільно-дорожній університет, вул. Ярослава Мудрого, 25, м. Харків, 61002, Україна, kozhusko_vp@ukr.net тел. +38 057-707-37-22

Краснов С. М., к.т.н., доцент кафедри мостів, конструкцій та будівельної механіки, Харківський національний автомобільно-дорожній університет, вул. Ярослава Мудрого, 25, м. Харків, 61002, Україна krasnov56@ukr.net, тел. +38 057-707-37-22

Determining lateral pressure from embankment soil own weight on the end piers of the bridge

Abstract. *The problem statement* is to study the issue of determining the lateral pressure of the soil from the weight of the embankment soil on the end piers of the bridge at a foundation depth of 3 m. In the regulatory documents, when determining the lateral pressure for this case, it is recommended not to take into account the physical and mechanical characteristics of the soil located below the land surface. **The aim of the work is** to identify the magnitude of the lateral pressure, taking into account the physical and mechanical characteristics of both the embankment soil and the soil located within the depth of the foun-

dation, as well as taking into account the height of the pier. **Methodology.** Two calculation options are considered: according to the requirements of the norms and when using a stepped diagram of lateral pressure. In the study, the soil of the embankment was assumed to be sandy with an angle of internal friction $\varphi_n = 30^\circ$ and specific gravity $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$. Calculations were carried out for the following base soils: silty sand with an angle of internal friction $\varphi_n = 26^\circ$ and specific gravity $\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$; fine sand at $\varphi_n = 34^\circ$ and $\gamma_n = 19.6 \text{ kN/m}^3$ and coarse sand at $\varphi_n = 43^\circ$ and $\gamma_n = 21 \text{ kN/m}^3$. **Results.** It is shown that, in comparison with the results of calculation according to the norms, the lateral pressure and other quantities (lateral pressure force, overturning moment) can vary up to 43 %. In this case, the lateral pressure at the angle of internal friction of the embankment soil exceeding the angle of internal friction of the foundation soil will be greater than the pressure obtained according to the norms, and if the angle of internal friction of the embankment soil is less than the angle of internal friction of the foundation, it will be less than the pressure calculated according to the standards. Thus, in some cases, the pier, calculated according to the requirements of the standards, is overloaded, and in other cases it has significant reserves. Values of the lateral pressure are also differ-

ent at different heights of the pier, which was taken equal to 1; 3; 5; 7; 9; 11 and 13 m. **The novelty of the work** lies in the need to consider the height of the pier and the physical and mechanical characteristics of soils, both of embankments and foundations when determining the lateral pressure. **The practical significance** involves the fact that in a number of cases it is possible to recommend more economical designs of piers than the calculations according to the requirements of the current standards suggest.

Key words: lateral pressure diagram, lateral pressure coefficient, stepped lateral pressure diagram, lateral pressure forces, overturning moment.

Kozhushko V.P., Doct. of Science, professor of Department of Bridges, Constructions and Building Mechanics, Kharkiv National Automobile and Highway University, 61002, Ukraine, Kharkov, Yaroslava Mudrogo st, 25, kozhushko_vp@ukr.net
тел. +38 057-707-37-22.

Krasnov S.M., Ph.D., associate professor of Department of Bridges, Constructions and Building Mechanics, Kharkiv National Automobile and Highway University 61002, Ukraine, Kharkov, Yaroslava Mudrogo st, 25, krasnov56@ukr.net,
tel. +38 057-707-37-22.
