

Рис. 1. Графік функції $F(\beta_m)$

Значення відносної довжини зони стиснення ξ , посиляючись на натурні спостереження М.В.Михайлова [4] становлять 0,33, тобто $l_{з.в} = 3 \ell_c$. Наші теоретичні дослідження показали, що величина ξ при значеннях $\beta_m \geq 1,4$ практично не залежать від коефіцієнта стиснення, але виявляє чітку залежність від числа Фруда Fr (параметра кінетичності), рис.2

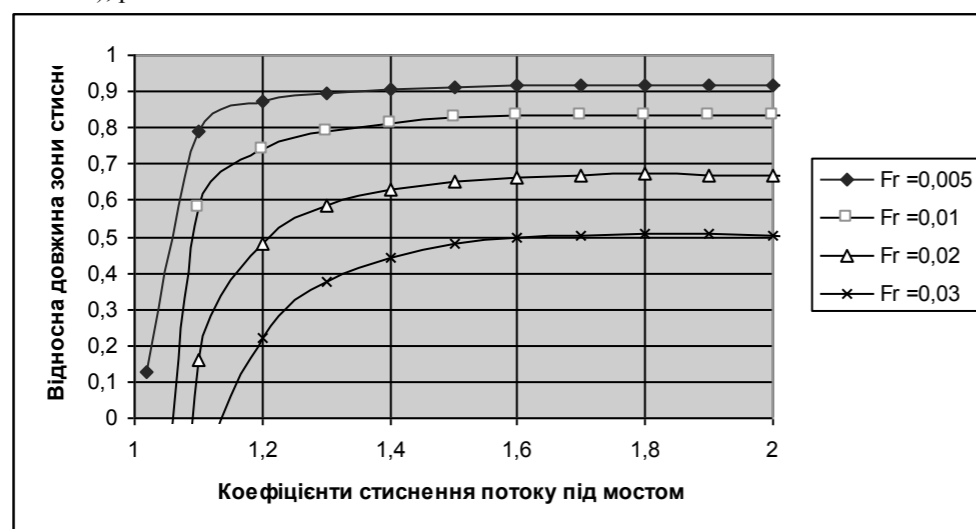


Рис. 2. Залежність ξ від β_m та Fr

Із зменшенням $\beta_m < 1,4$ відносна довжина зони стиснення ξ стрімко зменшується і навіть стає від'ємною, що безумовно суперечить природі протікання потоку на мостовому переході. Причина такого явища криється в динамічній не лінійності, яку неможливо врахувати методами одновимірної гідравліки. Тому для визначення ξ при різних числах Fr наводиться графік їх залежності при сталому значенні $\beta_m = 1,4$, рис.3,

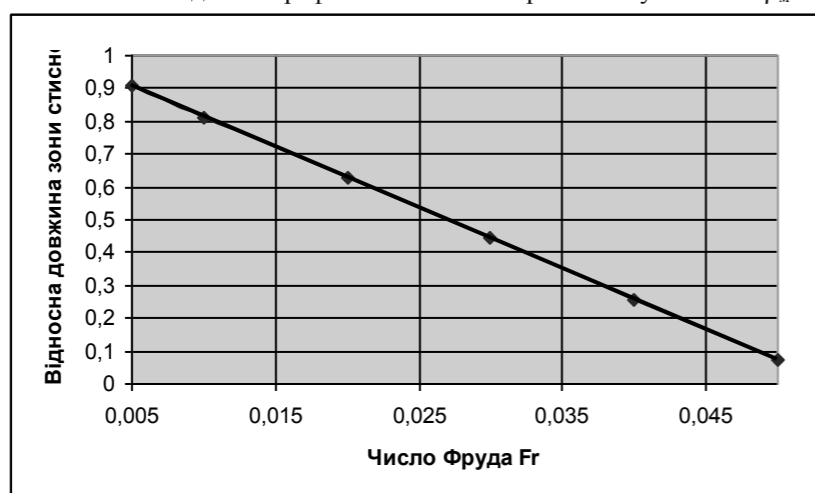


Рис. 3. Залежність відносної довжини зони стиснення ξ від Fr

Апроксимація графіку на рис. 3 виразиться емпіричною залежністю

$$\xi = 1 - 18,5Fr \quad (3)$$

ВИСНОВКИ

Розв'язання критеріального рівняння залишкового розмиву (2) пропонується здійснювати в такий спосіб. Починати треба з обчислення лівої частини рівняння. Для цього, при відомих l_0 та $h_{p,з}$, необхідно підставити замість ℓ_c довжину верхових струмененапрямних дамб і в залежності від числа Fr знайти відносну довжину зони стиснення ξ . Тоді по графіку (див. рис. 1), або безпосередньо з рівняння (2) знаходиться коефіцієнт стиснення потоку під мостом на момент залишкового розмиву. Далі, користуючись формулою (1), визначається розрахункова величина залишкового розмиву.

ЛІТЕРАТУРА

- 1.Ткачук С.Г. Теорія розмивів на мостових переходах. - Донецьк: АТЗТ «Видавництво «Донеччина», 2009.-200 с.
2. Михайлов М.В. Подпор и поперечные уклоны воды в районе мостового перехода. Бюллетень Союзтранспроекта, 1940, № 3,4.

УДК 624.15

ТКАЧУК С.Г., докт. техн. наук, **ЄВСЕЙЧИК Ю.Б.**, канд. ф.-м. наук,
МЕДВЕДЕСВ К.В., канд. ф.-м. наук

ОСОБЛИВОСТІ ВРАХУВАННЯ ГІДРОСТАТИЧНОГО ТИСКУ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ФУНДАМЕНТІВ МОСТОВИХ ОПОР

В роботі на основі двофазної моделі ґрунту К.Терцагі показано, що при розрахунку фундаменту мостових опор, які стоять на водо насичених ґрунтах вплив виштовхувальної сили води (сили Архімеда), що діє на підшву фундаменту опори враховувати слід тільки при певних умовах, наведених у статті.

Ключові слова: опори мостів, виштовхувальна сила води, врахування сили Архімеда, розрахунок фундаменту мостових опор, двофазна модель ґрунту К.Терцагі.

В работе на основе двухфазной модели грунта К.Терцаги показано, что при расчете фундаментов мостовых опор, которые стоят на водонасыщенных грунтах влияние выталкивающей силы воды (силы Архимеда), действующей на подошву фундамента опоры учитывать следует только при определенных условиях, приведенных в статье.

Ключевые слова: опоры мостов, выталкивающая сила воды, учет силы Архимеда, расчет фундамента мостовых опор, двухфазная модель грунта К.Терцаги.

On the basis of two-phase soil model K.Tertsagi shown that the calculation of foundation piers that stand in the saturated soil water effects buoyancy (Archimedes force), acting on the foundation base of support should be taken into account only under certain conditions specified in the article.

Keywords: supports of bridges, up thrust of water, account of force of Archimedes, calculation of foundation of bridge supports, diphasic model of ground K.Tertsagy.

В переліку навантажень і дій впродовж щонайменше півстоліття переходить із норм в норми настанова щодо врахування при розрахунку фундаментів мостових опор «гідростатичного тиску води». Через відсутність докладних пояснень як це треба робити виникає багато дошкульних непорозумінь. Головне питання, довкола якого і досі точаться дискусії, полягає в доведенні необхідності врахування виштовхувальної сили, якщо під підшвою фундаменту залягає водонасичений ґрунт, вода в порах якого становить єдиний масив з акваторіальною. Варто наголосити, що сила гідростатичного тиску при вертикальних гранях опори і фундаменту може діяти тільки на підшву фундаменту та на верхній і нижній обрізи плити ростверку, тому що на їх бічних поверхнях гідростатичний тиск само врівноважується. Різниця сил гідростатичного тиску, що діють на обрізи плити ростверку, може створювати виштовхувальну силу Архімеда, але вона не може бути значною, внаслідок малих площ змочених водою рис. 1.

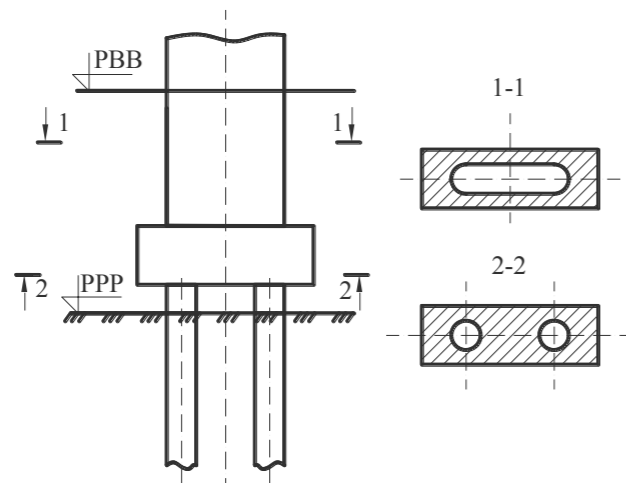


Рис. 1. Площі обрізів ростверку (заштриховані), на які діє сила гідростатичного тиску

Якщо опора нециліндрична (рис. 2), то на її нахилені поверхні буде діяти виштовхувальна сила, що дорівнює:

$$P = \rho g \int_0^h (\omega_2 - \omega_1) dh \quad (1)$$

де ω_2 - повна площа поперечного перерізу опори, яка змінюється по висоті опори, ω_1 - частина площі поперечного перерізу опори, яка обмежена вертикальною площиною, постійна по висоті опори.

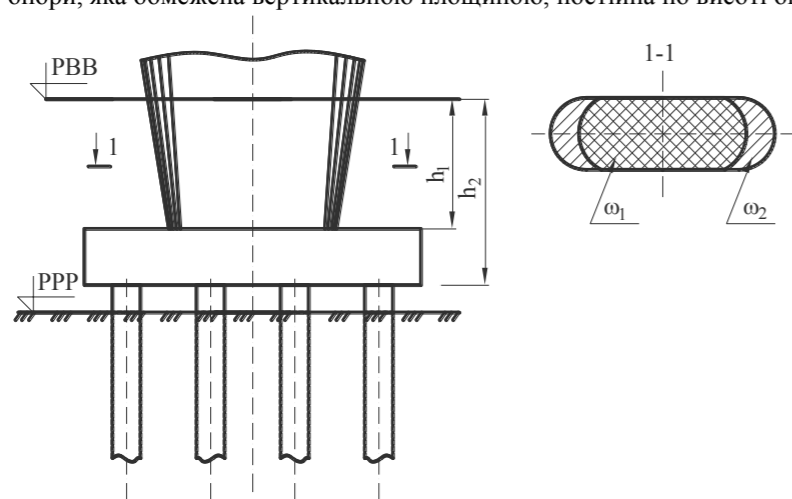


Рис. 2. Нециліндрична опора, на яку діє виштовхувальна сила

Коли опора звужується від ростверку до ригеля (рис. 3), то на неї буде діяти сила гідростатичного тиску обчислювана за формулою (1), але в цьому випадку вона направлена вертикально вниз і буде привантажувати опору.

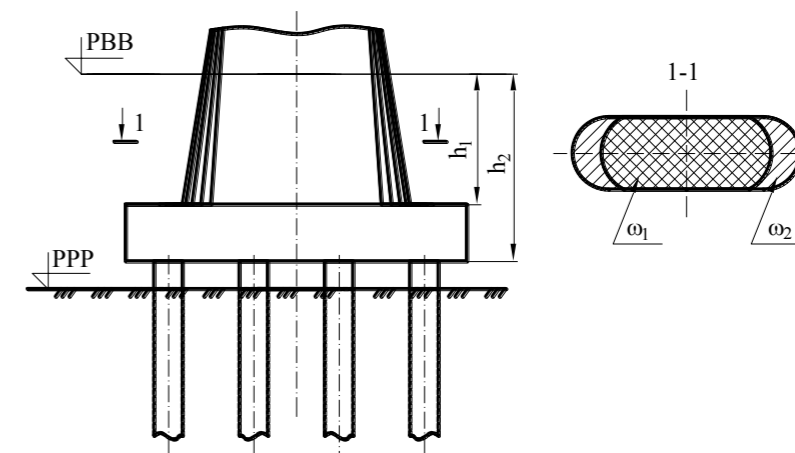


Рис. 3. Нециліндрична опора, яка сприймає гідростатичний тиск

Для з'ясування наявності гідростатичного тиску на фундамент у водонасичених ґрунтах застосовується фазова модель ґрунту, яка була запропонована К.Терцагі ще у 1925 році [1]. Він прийняв кістяк ґрунту і воду в його порах такими, що не стискаються. Отже зміни об'єму ґрунту можуть відбуватися тільки внаслідок зміни в ньому об'єму кількості фаз. При стисненні об'єм пор зменшується і на стільки ж збільшується об'єм кістяка (на одиницю об'єму ґрунту). Якщо пори ґрунту заповнені водою, то ущільнення супроводжується витисканням з пор відповідної її кількості. Отже зміна об'єму ґрунту дорівнює зміні об'єму рідкої фази. Задля наочності М.Н.Гольдштейн [2] запропонував розглянути такий дослід. В ємність, на дно якої насипано шар піску, заливається вода, рис. 4.

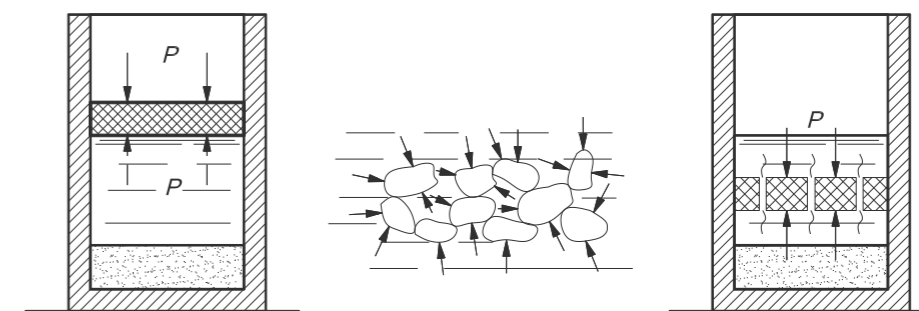


Рис. 4. Схема дослід М.Н.Гольдштейна

Через поршень на воду прикладається тиск p . Цей тиск замість поршня з навантаженням можна відтворити також додатковою кількістю води з висотою стовпа, що становить:

$$h = \frac{p}{\rho g}, \quad (2)$$

де: ρ – густина води; g – прискорення вільного падіння.

До речі, останній варіант ближчий до природних умов на акваторії мостового переходу. Додатковий тиск p в рідині від навантаження на поршень буде діяти і в рідині, що знаходиться в порах піску. При цьому кожна піщинка отримує додатковий всебічний рівномірний тиск p , але це не призведе до їх деформацій, тому що у фазовій моделі ґрунту вони приймаються абсолютно жорсткими. Якщо уявити, що в поршні є малі отвори, через які буде протискуватися вода і він зможе поступово опускатися, поки не торкнеться піщаного шару. Впродовж всього часу руху поршня напружений стан піску не буде змінюватися, і деформації його будуть відсутні, хоча у воді буде існувати деякий тиск, який можна прийняти як і раніше p . Коли поршень опуститься на піщаний шар, почнеться його обтиснення, супроводжене зменшенням пористості і вичавлюванням з нього води (явище консолідації ґрунту). Для наочного представлення явищ, що відбуваються в двофазній системі, К.Терцагі запропонував механічну модель, зображену на рис. 5.

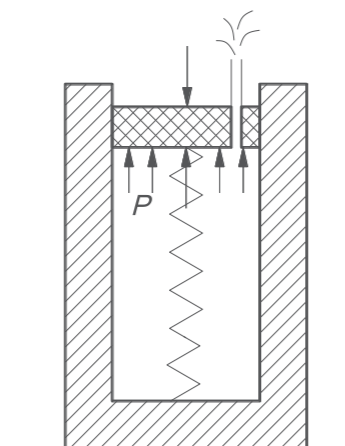


Рис. 5. Модель Терцагі

В ній роль шару ґрунту на дні ємності грає сталевая пружина, а роль води в порах – вода, що оточує пружину, причому остання може стискатися лише при зменшенні об'єму води в циліндрі. При стисненні пружини буде збільшуватися її реакція і відповідно зменшуватися тиск на воду. Тиск у воді p дорівнюватиме тиску на поршень за винятком реакції пружини, яка моделює реакцію кістяка ґрунту. Коли пружина стиснеться на стільки, що її реакція повністю врівноважить тиск на поршень, тиск у воді p дорівнюватиме нулю. Таким чином, в процесі деформації моделі відбувається безперервний перерозподіл зусиль між водою і пружиною. В початковій стадії все навантаження сприймається водою, а в кінцевій – пружиною. Аналогічно до цієї моделі у двофазному середовищі (ґрунт насичений водою) в перший момент після навантаження весь тиск сприймається водою в порах, в кінці – кістяком ґрунта.

Якщо позначити напруження в кістяку через R , напруження в рідині через p , а загальне напруження через σ , то для двофазної моделі К.Терцагі має виконуватися умова:

$$\sigma = R + p \quad (3)$$

Причому в першу мить після прикладення навантаження ($t = 0$) $\sigma = p$, а наприкінці процесу деформування ($t = \infty$) $\sigma = R$.

Подібний процес відбувається і під підшоною фундаменту у водонасичених ґрунтах. Тому можна стверджувати, що у випадках, коли розрахунковий опір ґрунту R під підшоною більший за гідростатичний тиск p , виштовхувальна сила Архімеда дорівнює нулю і не має жодних підстав для її врахування. В сучасній методиці визначення розрахункового опору ґрунту останній розглядається як пружна основа типу Фусса-Вінклера, що характеризується величиною коефіцієнта постілі C_n . Переміщення кожної точки такої пружної основи пов'язано з інтенсивністю розподілених по її поверхні навантажень, які прикладено до цієї точки і не залежать від навантажень, що діють на інші точки поверхні. Це означає, що за межами завантаженої ділянки переміщення точок поверхні пружної основи дорівнюють нулю.

Таким чином, реакція основи типу Фусса-Вінклера на переміщення w точок її поверхні дорівнює

$$R = C_n w, \quad (4)$$

де C_n – коефіцієнт постілі пружної основи, що дорівнює тиску, який призводить до переміщення точок на її поверхні по нормалі на одиницю.

Коефіцієнт C_n під підшоною оболонки або стовпа визначається за формулою

$$C_n = \frac{5K_n h_1}{d_n}, \quad (5)$$

де: K_n – коефіцієнт пропорційності, наведений в табл. 1; h_1 – глибина закладення фундаменту від розрахункового рівня розмиву (РРР); d_n – діаметр підшоши оболонки чи стовпа, а при поширенні – найбільший діаметр поширення.

Таблиця 1 Значення коефіцієнтів пропорційності [3]

Ґрунти	K_n для паль, кН/м ⁴	K_n для оболонок і бурових паль кН/м ⁴
Текучопластичні глини і суглинки ($0,75 < J_L \leq 1$)	650-2500	500-2000
М'якопластичні глини і суглинки ($0,5 < J_L \leq 0,75$); пластичні супіски ($0 < J_L \leq 1$); пилуваті піски ($0,6 < J_L \leq 0,8$)	2500-5000	2000-4000
Тугопластичні і напівтверді глини і суглинки ($0 < J_L \leq 0,5$); тверді супіски ($J_L \leq 0$); піски дрібні ($0,6 < e \leq 0,75$) і середньої крупності ($0,55 < e \leq 0,7$)	5000-8000	4000-6000
Тверді глини і суглинки ($J_L \leq 0$); піски крупні ($0,55 < e \leq 0,7$)	8000-13000	5000-10000
Піски гравелісті ($0,55 < e \leq 0,7$) і галька з піщаним заповненням		10000-20000

Отже, якщо розглянути відношення розрахункового опору ґрунту до гідростатичного тиску на рівні підшоши фундаменту

$$\frac{R}{p} = \frac{5K_n}{\rho g d_n} \frac{l}{l + \eta}, \quad (6)$$

де $\eta = h/h_1$ а h – глибина води біля опори;

На підставі викладеного вище, при $R/p \geq 1$ гідростатичний тиск під опорою і як наслідок виштовхувальна сила будуть відсутні.

На рис. 6 пс

= 1,2 м.

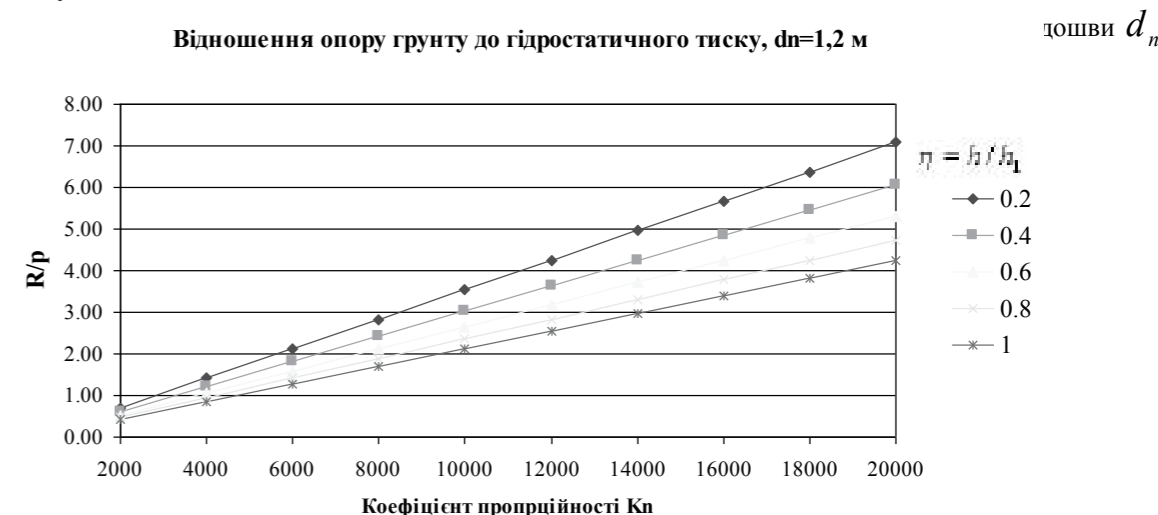


Рис. 6. Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску під підшоною фундаменту.

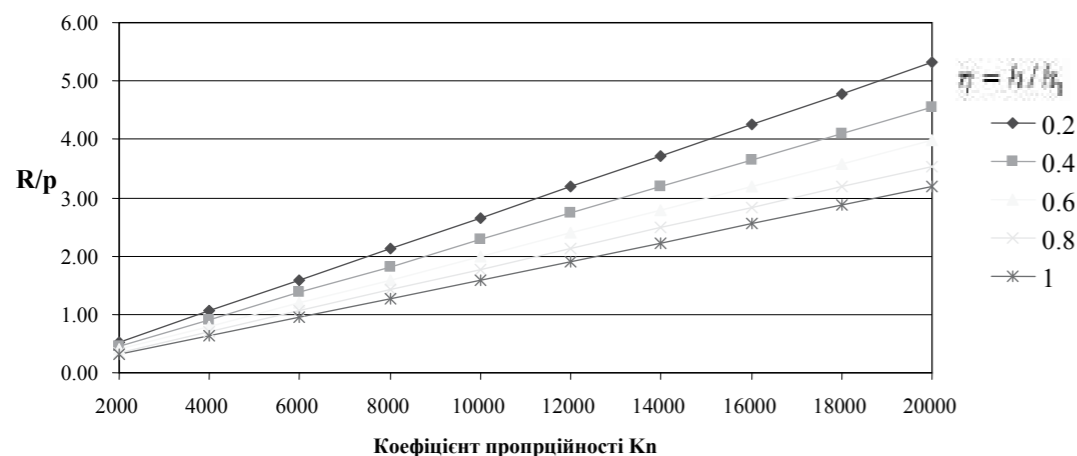
Для оболонок і стовпів $d_n = 1,2$ м відношення $R/p < 1$ зосереджені в дуже малій області зміни відносних глибин η і типів ґрунтів, представлених на графіках коефіцієнтами пропорційності. Врахування гідростатичного тиску під підшоною таких фундаментів може бути доцільним лише при відносних глибинах $\eta > 0,4$ і для ґрунтів з $K_n < 4000$. При цьому виштовхувальна сила A визначатиметься за формулою

$$A = (p - R)\omega_n, \quad (7)$$

де ω_n – площа підшоши фундаменту.

Подібні графіки отримані також для фундаментів глибокого закладення (оболонок, стовпів, бурових паль) з діаметрами підшоши $d_n = 1,6$ м (рис. 7) та для $d_n = 3$ м (рис. 8).

Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску, $d_n=1,6$ м



Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску, $d_n=3,0$ м

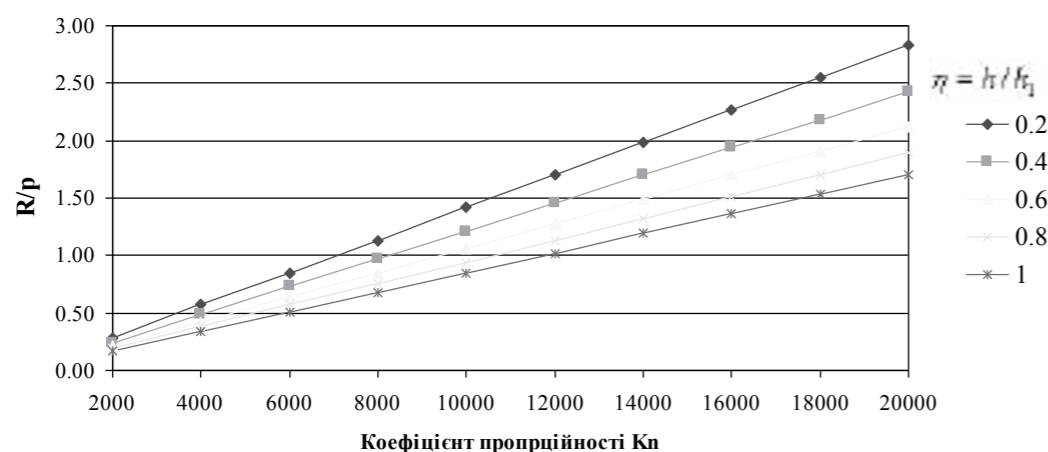


Рис. 8. Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску під подошвою фундаменту $d_n = 3$ м.

Зіставлення графіків для різних діаметрів дозволяє зробити висновок, що при збільшенні діаметра паль розширює область відносних глибин і ґрунтів, коли може виявитись доцільним врахування гідростатичного тиску і виштовхувальної сили за формулою (7).

Список посилань:

1. Terzaghi K. Tffect jf Vinor Geologic Details jn the Safety of Dams. "Amer. Inst. Min. and Metal. Eng.," TP 215? 1929.
2. Гольдштейн М.Н. Механические свойства ґрунтов – М.: Стройиздат, 1971. – 366 с.
3. Глотов Н.М., Соловьев Г.П., Файнштейн И.С. Основания и фундаменты мостов: Справочник/ Под ред. К.С.Силина. – М.: Транспорт, 1990. – 240 с.

УДК 624.2

Ткачук С.Г., д-р техн. наук, Матвєєва К.Ю.

ВИДИ ХВИЛЬ І ПОБУДОВА КРИВОЇ ВІЛЬНОЇ ПОВЕРХНІ ПРИ ПРОРИВІ ГРЕБЛІ

Анотація. В даній статті розглядаються різні види хвиль, їх відмінні особливості та характер розповсюдження, і наведено приклади випадків, коли можуть виникати деякі з них. Запропоновано метод побудови графіку кривої вільної поверхні при прориві греблі та наведено приклад.

Ключові слова: крива вільної поверхні, прорив греблі, створ збурення.

Аннотация. В данной статье рассматриваются разные виды волн, их отличительные особенности и характер распространения, также приведены примеры случаев, когда некоторые из них могут возникать. Предложен метод построения графика кривой свободной поверхности при прорыве дамбы и приведён пример.

Ключевые слова: кривая свободной поверхности, прорыв дамбы, створ возмущения.

Annotation. This article discusses the various types of waves, their distinctive features and nature of the distribution, and are examples of cases that may arise some of them. A method of constructing graph the curve of the free surface during the breakthrough of the dam and the example is given.

Keywords: the curve of the free surface, the breakthrough of the dam, the area of disturbance.

В деяких випадках варіант траси автомобільної дороги може перетинати водотік в нижньому б'єфі водосховища.

При руйнуванні гребель та спорожненні водосховищ формується хвиля прориву, яка має значну руйнівну силу. Рух великих мас води з високою швидкістю призводить до утворення значних розмивів, що викликає необхідність виконання прогнозу руслових деформацій під мостом за умов руйнування і прориву греблі.

Для здійснення розрахунків стосовно визначення загального розмиву треба знати не тільки вихідні гідравлічні параметри водотоку, але ще параметри хвилі прориву, а саме: водомірний графік, криву витрат, гідрограф, інтегральну функцію гідрографу, криву вільної поверхні.

Порушення природно усталеного руху на водотоці може відбутися в результаті зміни витрати в деякому створі, який називається створом збурення.

Створ збурення є джерелом хвилі або цілого ряду хвиль, тому неусталений рух часто називають хвильовим рухом.

Відмінною особливістю таких хвиль є їх здатність переносити значні об'єми води за напрямком руху хвилі, тому ці хвилі називають *хвилями переміщення*.

Хвилі переміщення поділяються на *безперервні* (довгі) та *переривчасті* (короткі), а сам неусталений рух ділиться відповідно на *повільно змінний* та *швидко змінний*.

Неусталений рух, за якого спостерігається просте підвищення рівня (без подальшого зниження) або просте зниження рівня (без подальшого підвищення), наживається хвилею одного напрямку.

Якщо хвиля, яка виникла, поширюється вниз за течією, то вона називається *прямою* (низхідна хвиля); в протилежному випадку хвиля називається *зворотною* (висхідна хвиля). При збільшенні рівня хвилю прийнято називати *додатною* (хвиля підвищення), при зменшенні рівня — *від'ємною* (хвиля зниження). Як додатна, так і від'ємна хвилі можуть бути прямою та зворотною.

Комбінація двох напрямків та двох знаків хвиль дозволяють виділити декілька типів хвиль.

Типи хвиль, що розглядалися раніше можна віднести до простих хвиль. Хвилі, які спостерігаються на річках (паводки, попуски, повені, нагони, приливи), як правило, є складними, тобто складаються з двох хвиль одного напрямку — додатної та від'ємної. Наприклад, *хвиля попуску* в найпростішому випадку складається з хвилі наповнення та хвилі відливу. Такий же характер мають так звані *паводкові хвилі*.

Неусталена течія в низинах річок являє собою хвилі підпору та виливу, які чергуються між собою, причиною виникнення яких є періодичні зміни рівня води (*приливи* та *відливи*) в морі чи океані, куди впадає ріка. «Лоб» хвилі підпору при сильних приливах може сягати висотою декількох метрів та розповсюджуватися вгору за течією з великою швидкістю. При розповсюдженні хвилі виливу відбувається зниження рівнів води у водотоці, збільшення похилів водної поверхні та швидкостей течії.

Зазначимо ще один характерний вид хвиль переміщення — *хвилі прориву*. Ці хвилі переривчасті і характеризуються різкою не стаціонарністю потоку. Вони з'являються на водотоках та суходолі як наслідок руйнування запруд, гребель, штучних та природних перемичок. Для хвилі прориву характерна наявність різкого фронту у вигляді валу, що рухається з великою швидкістю та великою руйнівною силою. Хвиля прориву є різновидом хвиль наповнення.

Границя на вільній поверхні потоку, по якій в даний момент проходить порушення попереднього (усталеного чи неусталеного) режиму хвилею, що розглядається, називається *фронтом хвилі*. Ділянка хвилі ВД називається «*лобом*» хвилі. За *гребенем хвилі* (точка В на рис.1) слідує *тіло хвилі* (ділянка АВ), в якому зміни параметрів потоку відбуваються повільніше, ніж у лобовій частині.