

532
C-91

11

У

2. II. Сухомет.

Другий закон періодичності
в засійосубарні до пінжарь
виграшів вигривших русь
і пінжарь про обір рухові
судити по каналах тіа річок.

744359
257/91

1945

110



Член-кореспондент Г. Й. СУХОМЕЛ

ДРУГИЙ ЗАКОН ТЕРМОДИНАМІКИ В ЗАСТОСУВАННІ ДО ПИТАНЬ ГІДРАВЛІКИ ВІДКРИТИХ РУСЕЛ І ПИТАННЯ ПРО ОПІР РУХОВІ СУДЕН ПО КАНАЛАХ ТА РІЧКАХ

Вивчення руху рідин в відкритих руслах та спорудах базується на широко відомому рівнянні Д. Бернуллі, яким користуються, досліджуючи й питання з інших розділів гідравліки. Це рівняння по суті є не що інше, як закон зберігання енергії, пристосований до потреб гідравліки. З допомогою додаткового члена рівняння Д. Бернуллі ураховуємо ту енергію, яка з механічної (гідравлічної) форми переходить в теплову. Через те, що цілковита правильність закону зберігання енергії не підлягає ніяким сумнівам, часто уявляють собі, що й всі висновки з рівняння Д. Бернуллі повинні відповідати дійсності.

Звичайно ж сподіватися, що теоретичні висновки гідравліки цілком збігатимуться з дослідями, не можна хоча б тому, що в гідравліці рухи рідини розглядають звичайно як однорозмірні, в той час, як дійсні рухи у відкритих водотоках в більшій чи меншій мірі відрізняються від однорозмірних рухів. Крім того, в багатьох випадках втрати енергії немає ще можливості визначати з достатньою точністю. Проте, цими причинами не можна пояснити тієї великої різниці, яку часто можна виявити, порівнюючи дійсні картини руху рідини в певних спорудах з тими картинами, що одержуються при застосуванні деяких сучасних способів гідравлічних розрахунків, рекомендованих в підручниках, довідниках і ін.

Така велика різниця свідчить не тільки про неточність розрахунків, при сучасному стані гідравліки майже неминучу, а про принципову помилковість цих способів. Помилковість деяких способів гідравлічних розрахунків можна пояснити тим, що закон зберігання енергії, а отже, і рівняння Д. Бернуллі, не дає і не може дати вказівок, в якому саме напрямі (з кількох напрямів, можливих з погляду цього закону) в дійсності буде розвиватися розглядуване явище. Конкретно — в гідравліці відкритих русел рівняння Д. Бернуллі може дати не одно, а кілька і навіть дуже багато математичних розв'язань того чи іншого питання. Ця властивість рівняння Д. Бернуллі залишалась майже невідомою; в усякому разі був відсутній критерій, з допомогою якого можна

було б безпомилково вибрати для всякої конкретної задачі гідравліки відкритих русел ті з математичних розв'язань рівняння Д. Бернуллі, які відповідають дійсності, і відкинути решту розв'язань. Пояснимо тільки що сказане прикладами.

Розглянемо перш за все стиснення «спокійного» водотоку (для якого нормальна глибина h_n більша за критичну h_k) береговими стоянами (рис. 1), биками або іншими спорудами. Завдання поля-

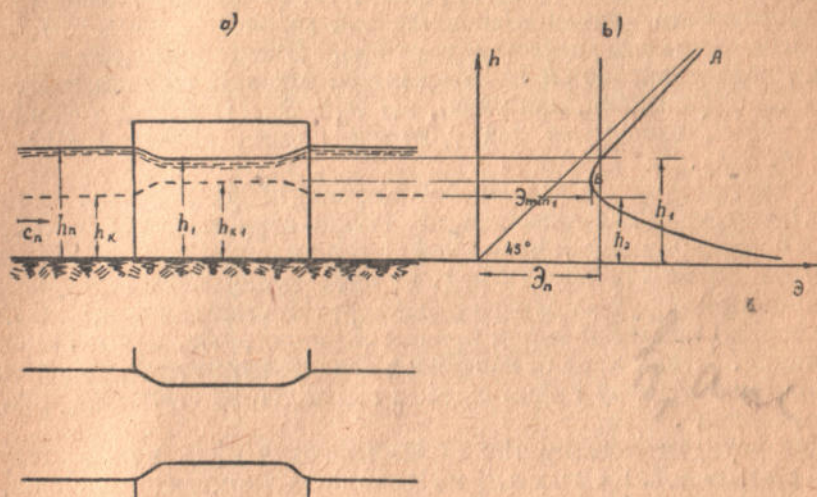


Рис. 1.

гає в тому, щоб визначити глибину, а разом і швидкість у споруді на найбільш стисненій ділянці. Щоб спростити розв'язання задачі, припустимо, що зовсім немає місцевих втрат енергії, а тертям і спадом дна русла та кривиною струминок у першому наближенні можна нехтувати. Напишемо рівняння Д. Бернуллі для перерізу перед спорудою і для стисненого перерізу, позначивши шукані глибину та швидкість буквами h і c :

$$h_n + \frac{c_n^2}{2g} = h + \frac{c^2}{2g} \quad (1)$$

Позначимо далі суму $h + \frac{c^2}{2g}$ буквою \mathcal{E} ; цю суму називають питомою енергією перерізу. Суму $h_n + \frac{c_n^2}{2g}$ позначимо через \mathcal{E}_n ; в розглядуваній задачі величину \mathcal{E}_n треба вважати як відому. Щоб визначити глибину h на стисненій ділянці, замінимо в рівнянні (1) швидкість c через сталу витрату Q водотока і живий переріз ω на стисненій ділянці. Одержимо:

$$h + \frac{Q^2}{2g\omega^2} = \mathcal{E}_n$$

В цьому рівнянні тільки одна невідома величина h , бо ω є в кожному конкретному випадку певна функція від h . Побудуємо графік (рис. 1в) функції $\mathcal{E} = h + \frac{Q^2}{2g\omega^2}$; значення аргумента h для зручності будемо відкладати по осі ординат, в природному для глибини вертикальному положенні; саму ж функцію \mathcal{E} тоді треба відкладати по осі абсцис. Скорочено цей графік будемо називати графіком $\mathcal{E}h$. Графік $\mathcal{E}h$ має дві асимптоти — вісь \mathcal{E} та бісектрису координатного кута. Крім того, видно, що \mathcal{E} має мінімальне значення, якому відповідає так звана критична глибина для розглядуваного перерізу водотока. Якщо проведемо тепер пряму, паралельну осі h на відстані \mathcal{E}_n від неї, то вона перетне криву ABC (звичайно, при умові, що $\mathcal{E}_n > \mathcal{E}_{min}$) в двох точках 1, таким чином, одержуємо два додатніх кореня рівняння (1а), а саме: h_1 і h_2 .

Як другий приклад розглянемо рух спокійного водотока на перепаді. Нетрудно переконатися, що з точки зору рівняння Д. Бернуллі перед перепадом можливий не тільки рух води з критичною глибиною h_k на самому перепаді та кривою спадання перед ним, а й рівномірний рух до самого перепаду; так само цілком можливі різноманітні проміжні форми кривих спадання, або, навіть, і криві підпору. Різним кривим поверхонь води до перепаду відповідали б різні криві підпору і різні відгони гідравлічних стрибків униз за перепадом¹.

Щоб усунути вказану тільки що невизначеність при застосуванні рівняння Д. Бернуллі в гідравліці відкритих русел, можна скористуватися, за прикладом інших галузей науки й техніки, другим принципом термодинаміки (принцип розсіювання енергії). Для наших потреб цей принцип можна сформулювати у вигляді такого положення: «Для певних умов руху рідини в відкритому нерозв'язному руслі (або споруді) з можливих, у відповідності з рівнянням Д. Бернуллі, форм руху з різними вільними поверхнями рідини — в дійсності встановлюються ті форми, при яких максимальні кількості гідравлічної енергії перетворюються можливо швидче в теплову енергію». Тут дуже важливо відзначити, що справа йде не тільки про абсолютний, а й про можливі в деяких випадках відносні максимуми кількості гідравлічної енергії, яка перетворюється в теплову енергію або, як кажуть в гідравліці, — «втрачається».

Інше, зручніше для гідравліки відкритих русел формулювання другого закону термодинаміки можна дати, якщо скористуватися з поняття лінії енергії. Цю лінію одержимо, якщо в достатній кількості перерізів в кожному з них до глибини додати висоту швидкості і одержані в такий спосіб точки сполучити плавною лінією. Нетрудно переконатися, що спад лінії енергії на певній ділянці являє не що інше, як втрачену на цій ділянці гідравлічну енергію. Тепер і можемо сформулювати другий закон термодина-

¹ Див. книгу: Г. И. Сухомел, «Неравномерное движение жидкости в открытых руслах и гидротехнических сооружениях», Госэнергоиздат, 1940, с. 36.

міки в термінах, якими найчастіше користуються в гідравліці, а саме: «Для певних умов руху рідини у відкритому нерозмивному руслі (або споруді) з можливих, у відповідності з рівнянням Д. Бернуллі, форм руху з різними вільними поверхнями рідини — в дійсності встановлюються ті форми, при яких площа між лініями енергії і дна набуває мінімального значення». І в цьому положенні маємо на увазі не тільки абсолютний, а й можливі відносні мінімуми площі між лініями енергії і дна.

З допомогою цього основного положення було розв'язано ряд питань і задач гідравліки відкритих русел та гідравліки споруд — задач, які досі не мали розв'язань, або мали помилкові розв'язання. Наведемо тут деякі результати.

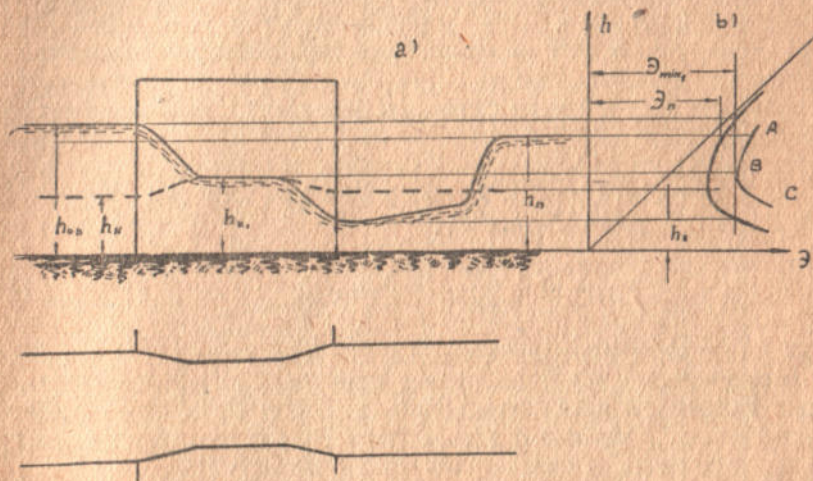


Рис. 2.

З погляду гідравліки вплив багатьох споруд на відкриті водотоки полягає в стисненні останніх з боків (наприклад, стоянами, биками і т. п.), знизу (порогами споруд), зверху на частині ширини (наприклад, опорами наплавних мостів). Треба розрізнити стиснення спокійних течій, або водотоків ($h_n > h_h$) і бурхливих течій і водотоків, для яких $h_n < h_h$. При не дуже сильному стисненні спокійного водотока (рис. 1) питома енергія перерізу \mathcal{E}_n для нестисненої ділянки водотока буде більша, ніж мінімальна питома енергія перерізу \mathcal{E}_{min1} для стисненої ділянки; при цій умові, як уже було сказано, з рівняння (1a) одержуємо для глибини два розв'язання: h_1 і h_2 . Як видно з рисунка, глибина h_1 більша за критичну глибину h_{h1} для стисненої ділянки, а h_2 менша за h_{h1} . З допомогою досить простих міркувань можна переконатися, що при глибині h_2 в споруді лінія енергії мусила б розміститися вище, ніж при глибині h_1 на тій же стисненій ділянці; отже, відповідно до основного положення про мінімум площі між лініями енергії і дна на стисненій ділянці може встановитися тільки глибина h_1 в протилежність думці, яка іноді зустрічається в літературі, про те, що на стисненій ділянці встановиться глибина h_2 .

Якщо споруда стисне спокійний водоток сильніше, то може статися, що питома енергія перерізу \mathcal{E}_n стане більшою, ніж \mathcal{E}_{min1} (рис. 2). В цьому випадку водоток не може при певній витраті Q текти через стиснену дільницю з питоною енергією перерізу \mathcal{E}_n , бо задана витрата Q не може текти на стисненій дільниці з питоною енергією перерізу меншою, ніж \mathcal{E}_{min1} . Звичайно, з погляду рівняння Д. Бернуллі — рух на стисненій дільниці з питоною енергією перерізу більшою, ніж \mathcal{E}_{min1} , цілком можливий. Але, відповідно до положення про мінімум площі між лініями енергії і дна, рух води на стисненій дільниці відбуватиметься саме з питоною енергією перерізу \mathcal{E}_{min1} , бо при цій умові вказана площа буде можливо меншою². З останнього міркування відразу ж визначасмо глибину на стисненій дільниці: це буде критична глибина h_{k1} , що одна відповідає \mathcal{E}_{min1} . При прийнятій умові відносно втрат енергії і спаду дна питома енергія перерізу безпосередньо перед спорудою і за нею буде вже не \mathcal{E}_n , а \mathcal{E}_{min1} . Отже, в розглядуваному випадку ми знаємо питому енергію перерізу на нестиснених дільницях перед спорудою і за нею, але не знаємо відповідних глибин ні перед спорудою, ні за нею. Щоб визначити глибину перед спорудою, напишемо рівняння Д. Бернуллі для перерізу перед спорудою і для стисненого перерізу:

$$h + \frac{Q^2}{2g\omega^2} = \mathcal{E}_{min1}. \quad (16)$$

Тут h і ω означають невідомі глибину й площу живого перерізу нестисненого водотока перед спорудою. Щоб визначити h , будуємо графік $\mathcal{E}h$ для нестисненого перерізу (рис. 2в); провівши на відстані \mathcal{E}_{min1} від осі h лінію паралельну до останньої, одержимо дві відповіді, з яких треба взяти більшу h_{0B} .

Таке ж саме рівняння довелося б написати і для визначення глибини на нестисненій дільниці водотока зараз же за спорудою. Тому при розв'язанні цього рівняння використовуємо збудований уже графік $\mathcal{E}h$ і, звичайно, одержуємо ті самі корені; але за стисненням треба уже взяти менше розв'язання h_2 . Перед спорудою треба побудувати криву підпору в першій, а за спорудою — в третій зоні; остання крива підпори закінчиться гідравлічним стрибком. Що описаний тільки-но спосіб побудови кривих поверхонь води правильний, можна переконатися з допомогою положення про мінімум площі між лініями енергії і дна.

Вплив стиснень на бурхливі водотоки теж треба розглядати для двох випадків: 1) $\mathcal{E}_n > \mathcal{E}_{min1}$ і 2) $\mathcal{E}_n < \mathcal{E}_{min1}$.

1. Побудову поверхні води для першого випадку показано на рис. 3. Треба підкреслити різницю форми поверхні води порівняно з розглянутим раніше випадком стиснення спокійного водотока (рис. 1) при тій же умові $\mathcal{E}_n > \mathcal{E}_{min1}$. Як бачимо, глибина води h_1 на стисненій дільниці бурхливого водотока більша, ніж h_n , в

² Ми тут не будемо розглядати той випадок, коли за стисненою дільницею є якась споруда, яка перед собою може значно підперти водоток, так що останній мусив би значно збільшити свою питому енергію перерізу.

той час як для спокійного водотока навпаки: $h_1 < h_n$. Тут треба також в зв'язку з тільки-но сказаним підкреслити, що на стисненій ділянці бурхливого водотока швидкість c_1 менша, ніж швидкість води в нестисненому руслі; це трохи парадоксальне явище легко з'ясовується з допомогою графіка $\mathcal{E}h$.

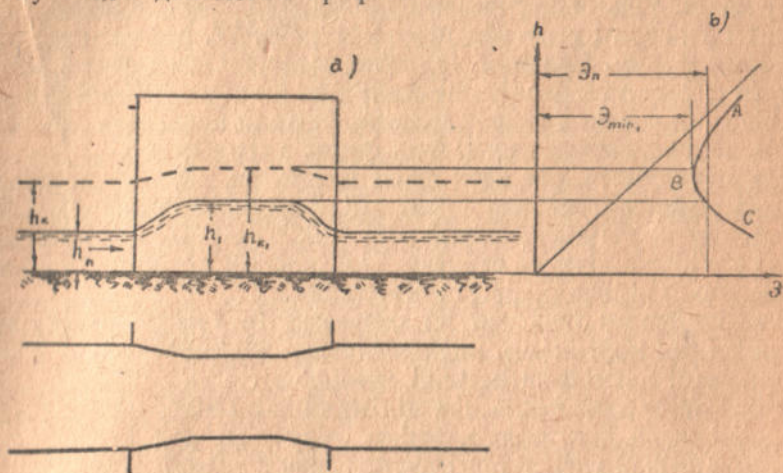


Рис. 3.

2. Форма поверхні води в бурхливих водотоках при умові $\mathcal{E}_n < \mathcal{E}_{min_1}$ досить близька до показаної на рис. 2. На стисненій ділянці тут, як і для стисненого спокійного водотока, спостерігається критична глибина h_{k1} , перед спорудою велика глибина, а за спорудою мала глибина; щодо гідравлічного стрибка, то він тепер утворюється перед стисненням, а не за ним.

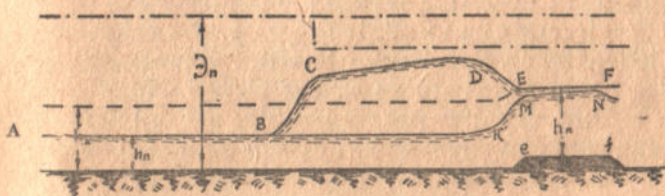


Рис. 4.

В цілковитій відповідності форми поверхні води для стиснених бурхливих водотоків, показаній на рисунку 2, загальному положенню про мінімум площі між лініями енергії та дна можна переконаватися порівняно легко, тому немає потреби тут наводити докладно відповідних міркувань. Але тут буде корисно описати і з'ясувати досить парадоксальні явища, які відбуваються в бурхливих водотоках при стисненні останніх (в певних межах), а також в деяких інших випадках. Для конкретності будемо говорити про стиснення бурхливого водотока порогом ef знизу (рис. 4). Багато дослідів в лабораторіях показали, що при певних умовах перед порогом,

над ним і за ним можуть існувати дві різні форми поверхні води — *ABCDEF* і *ABKMN*. Парадоксальність полягає в тому, що всі умови руху води до стрибка цілком однакові і обидві форми руху стійкі, самі собою одна в другу не переходять. Перевести одну форму в другу можна тільки штучно; наприклад, згрібаючи дощечкою гідравлічний стрибок і воду над поверхнею *BKMN*, можна одержати цю останню форму. Навпаки, із форми поверхні без стрибка можна одержати форму з гідравлічним стрибком, якщо на деякий час підперти водоток хоч би й тією ж дощечкою. Коли після того дощечку забрати, то залишиться вже тільки форма з стрибком.

Коли побудувати для обох форм поверхонь води лінії енергії, то можна переконатися, що формі з гідравлічним стрибком відповідає абсолютний мінімум площі між лінією енергії та лінією дна, а формі без гідравлічного стрибка — відносний мінімум площі між відповідною їй лінією енергії та лінією дна.

Якщо порівняти показані на рисунках 1—4 картини руху води з відповідними картинами, які наводяться в літературі, то можна переконатися, наскільки останні помилкові.

З допомогою положення про мінімум площі між лініями енергії і дна досліджено докладно картини руху води при розширеннях русла, при змінах шерехатості русла вздовж водотока, при змінах спаду дна, при відбиранні енергії від водотока та інші картини нерівномірного руху в відкритих руслах³.

Тут до речі буде вказати на те, що при досить плавному стисненні бурхливих водотоків з боків на поверхні води спостерігаються так звані лінії Маха і лінії збурення, а при менш плавних звуженнях русла мають місце так звані косі гідравлічні стрибки; вздовж указаних ліній та стрибків при стисненнях русел спостерігається збільшення глибин — особливо значне вздовж стрибків.

В розширеннях русел (наприклад, у «воронках» гідротехнічних споруд) спостерігаємо тільки лінії Маха і лінії збурення, вздовж яких тут відбувається зменшення глибин. Вивчення властивостей ліній Маха, ліній збурення та косих гідравлічних стрибків дає можливість значно точніше дослідити рух в бурхливих водотоках при їх розширеннях та звуженнях, особливо при значніших кутах розширення або звуження, коли дослідження руху як однорозмірного — приводить до надто неточних результатів. Тільки що згаданим питанням присвячена окрема робота автора⁴.

З допомогою того ж положення про мінімум площі між лініями енергії і дна автором розв'язано питання про рух води при стисненні водотоків зверху на частині ширини їх опорами наплавних мостів; виявилось, що поверхні води в цьому випадку як в спокійних, так і в бурхливих водотоках мають ті самі форми і будуються так само,

³ Див. цит. вище книгу: Г. И. Сухомер, Неравномерное движение жидкости в открытых руслах и гидротехнических сооружениях, Москва—Ленинград, 1940.

⁴ «Розтікання бурних потоків при різкому розширенні їх в спорудах». Стаття друкується в науковому збірнику Ін-ту Будівельної механіки та гідроспоруд.

як в розглянутому вище випадку стиснення водотоків стоянами, биками та іншими спорудами.

Особливе практичне значення має та обставина, що при значному загромодженні перерізу русла спокійного водотоку опорами наплавних мостів може статися, що нормальна питома енергія перерізу \mathcal{E}_n буде менша, ніж мінімальна питома енергія перерізу \mathcal{E}_{min1} для перерізу, стисненого опорами — суднами (власне їх змоченими міделеними площами). Справа в тому, що при $\mathcal{E}_n > \mathcal{E}_{min1}$ на стисненій ділянці маємо зниження поверхні води, звичайно невелике; тиск води на судно-опору при цьому теж невеликий.

При умові ж $\mathcal{E}_n < \mathcal{E}_{min1}$ на стисненій ділянці глибину матимемо критичну; глибина перед пловучими опорами буде більша, а за опорами значно менша нормальної глибини. В наслідок цієї різниці рівнів тиск на пловучі опори стає в кілька разів більшим, ніж одержується з застосовуваних зараз формул. Тому треба на практиці при будіванні наплавних мостів уникати таких випадків, коли $\mathcal{E}_n < \mathcal{E}_{min1}$. Питанню про гідравлічний розрахунок наплавних мостів присвячена окрема стаття автора, яка буде надрукована в згаданому вище збірнику.

Тільки що висловлені міркування відносно пловучих опор наплавних мостів можна, звичайно, з певними змінами, застосувати до вивчення особливостей опору рухові суден по каналах та річках. Для цього треба обернути рух: будемо вважати, що судно стоїть на місці, а на нього тече вода з тією чи іншою швидкістю c_n ⁵. Витрату Q для цього фіктивного руху обчислюємо, помноживши швидкість c_n на площу живого перерізу при нормальній глибині h_n води в каналі. Ясно, що при зміні швидкості відповідно змінюється й витрата фіктивного руху. Для кожної швидкості й витрати можна уже легко збудувати поверхню води.

Як буде показано далі, особливості опору рухові судна по каналу порівняно з опором рухові того ж судна по необмеженому простору води тісно пов'язані з формами поверхні води в каналі під час руху судна. Тому розглянемо стисло ці форми поверхні води в каналі; дослідження форм поверхонь води для спрощення виконаємо незалежно від опору ґерта, опору форми, а також незалежно від наявності звичайних носових та кормових хвиль.

При невеликих швидкостях c_n і не дуже значному стисненні перерізу каналу змоченою міделевою площею судна будемо мати для фіктивного руху умову: $\mathcal{E}_n > \mathcal{E}_{min1}$. На ділянці каналу, стисненої судном, в розглядуваному випадку спостерігається зниження рівня, яке легко визначити графічно з допомогою графіка \mathcal{E}_n для стисненого перерізу; вся побудова—аналогічна описаній вище побудові поверхні води на рис. 1.

⁵ Швидкість c_n фіктивного руху води в каналі є середня відносна швидкість води у відношенні судна. Якщо вода в каналі фактично нерухома, то c_n дорівнює швидкості судна з оберненим знаком. Коли ж вода в каналі має певну середню швидкість c_p відносно берегів, то її треба додати до швидкості судна, взятої з від'ємним знаком; ця сума і дасть швидкість фіктивного руху c_n .

Те, що корпус судна, яке стісляє площу перерізу ріки, не доходить до її дна, істотного значення не має ні тут ні далі.

Коли швидкість c_n в тому ж каналі з сталим h_n збільшується, то питома енергія перерізу \mathcal{E}_n , рівна сумі $h_n + \frac{c_n^2}{2g}$, теж зростає, але ще інтенсивніше зростає \mathcal{E}_{min1} , бо графік \mathcal{E}_n разом із збільшенням c_n та Q пересовується вправо і вгору. При певному значенні c_n швидкості c_n , яке можна в кожному конкретному випадку визначити спробними розрахунками, питома енергія перерізу \mathcal{E}_n стає рівною відповідній мінімальній питомій енергії перерізу \mathcal{E}_{min1} для стисненого перерізу; при $c_n > c'$ уже будемо мати $\mathcal{E}_n < \mathcal{E}_{min1}$.

В цьому випадку на стисненій ділянці (рис. 5),

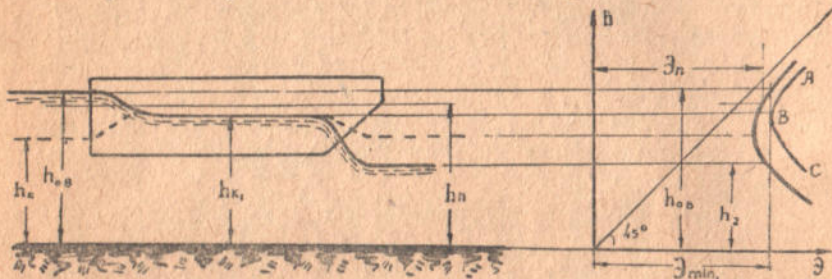


Рис. 5.

очевидно, будемо мати аналогічно з рис. 2 критичну глибину h_{k2} і відповідну цій глибині мінімальну питому енергію перерізу \mathcal{E}_{min1} . Цій питомій енергії перерізу перед судном і за ним по графіку \mathcal{E}_n для нестисненого русла відповідають (рис. 5в) глибини h_{ob} і h_2 . Поки швидкість c_n не набагато більша ніж c' , — критична глибина h_k для нестисненого каналу лишається меншою, ніж h_n (водоток «спокійний»); при дальшому ж зростанні c_n глибина h_k стає рівною, а далі й більшою за c_n (водоток «бурхливий»).

При дуже значних швидкостях c_n в каналі питома енергія перерізу \mathcal{E}_n знов наближається до \mathcal{E}_{min1} , а далі стає більшою за \mathcal{E}_{min1} ;

швидкість c'' , при якій \mathcal{E}_n знов стає рівним відповідному \mathcal{E}_{min1} , можна визначити спробними розрахунками. Форма поверхні води при $\mathcal{E}_n > \mathcal{E}_{min1}$ для бурхливого фіктивного водотока подібна до показаної на рис. 3.

Тепер нагадаємо форми графіків (рис. 6) залежності опору рухові судна по обмеженому простору води — EF та опору рухові того ж

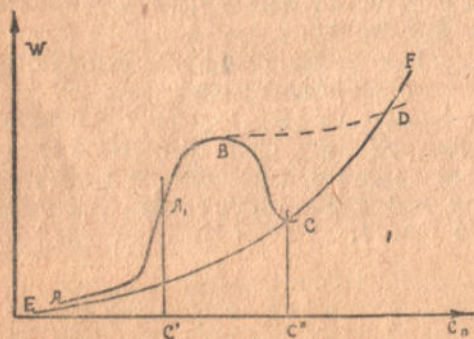


Рис. 6.

судна по каналу — AA_1BC ; такі види цих графіків даються, наприклад, у відомій роботі Н. Креу'я.⁶ Коли придивитися до рисунка 5, то легко прийти до думки, що при формі поверхні води, показаній на цьому рисунку, опір рухові судна мусить бути набагато більшим, ніж опір рухові того ж судна по необмеженому водному простору; це збільшення P опору виникає в основному в наслідок великої різниці рівнів $h_{об} - h_2$ перед судном і за ним, яку спостерігаємо тільки в каналах при умові $\mathcal{E}_n < \mathcal{E}_{min1}$. Цю додаткову силу P можна, хоч і грубо приблизно, визначити як рівнодіючу гідростатичного тиску на змочену міделеву площу від різниці глибин $h_{об}$ та h_2 . Якщо висловлені тільки-но міркування вірні, то велике збільшення P опору повинно мати місце якраз для інтервала швидкостей $c' - c''$, які треба визначити спробами для спокійного та бурхливого фіктивних потоків з умови $\mathcal{E}_n = \mathcal{E}_{min1}$. В самому інтервалі швидкостей $c' \div c''$ існує співвідношення $\mathcal{E}_n < \mathcal{E}_{min1}$. Значна кількість дослідів Н. Креу'я, Одеського дослідного басейна та Інституту Гідрології АН УРСР цілком підтверджують правильність думки про те, що при швидкості c' , визначеній з умови $\mathcal{E}_n = \mathcal{E}_{min1}$, опір рухові судна по каналу дійсно різко зростає. Дослідних даних про те, що при швидкості, c'' визначеній знов таки з умови $\mathcal{E}_n = \mathcal{E}_{min1}$ (але для бурхливого водотока), додатковий опір P зникає, покищо маємо дуже мало, та ці дані, крім того, мало надійні. В усякому разі результати теоретичного визначення швидкості c'' порівняно близько підходять до результатів Н. Креу'я, про який є відомості в літературі (див. графік до досліді 3483 в цит. його роботі).

На підставі сказаного можна рекомендувати користуватися на практиці запропонованим способом визначення швидкості c' . Це дасть можливість уточнити розрахунок швидкості ходу суден; спосіб, за яким зараз обчислюють швидкість c' мало обгрунтований і дає дуже неточні результати. Можливість вираховувати теоретично досить точно швидкість c' буде корисною і при проектуванні нових водних шляхів, перш за все каналів, і при проектуванні суден для них. ■

Як видно з графіка \mathcal{E}_h на рис. 1в, при $h_n > h_k$ і при $\mathcal{E}_n > \mathcal{E}_{min1}$ швидкість води c_1 на стисненій дільниці більша за швидкість c_n . Є всі підстави вважати, що вказаний тільки-но факт і є основною причиною деякого збільшення опору рухові судна по каналу, порівняно з опором рухові того ж судна по необмеженому простору води для швидкостей менших за c' . Складніше стоїть справа з опором рухові судна по каналу з швидкостями більшими за c'' . Деякі досліді показали, що при таких великих швидкостях опір рухові судна по каналу стає навіть трохи меншим, ніж опір рухові того ж судна по необмеженому простору води. Цей знов таки парадоксальний факт можна пояснити так: бурхливі потоки, з якими тут маємо справу, обтікають нижні по течії частини всяких споруд знач-

⁶ Див. Н. Креу, *Fahrt der Schiffe auf beschränktem Wasser, Schiffbau*, 1912; в інших літературних джерелах указуються криві форми AA_1BD .

но краще⁷, ніж спокійні, або необмежені потоки; це зауваження стосується й обтікання бурхливим потоком корми судна; крім того, глибина (рис. 9) води, а разом і тиск в перерізах бурхливого потоку, які проходять через передню частину судна за течією зростають, тому граничний шар коло носа судна може навіть відірватися від корпусу судна. Обидві обставини можуть зменшити опір рухові судна. Звичайно, питання про опір рухові судна по каналу при швидкостях більших за c'' особливо потребує ще експериментальної проробки й уточнення; зокрема, треба було б перевірити, чи не можуть існувати при деяких великих значеннях швидкостей c_n (більших за c'') дві різні форми поверхонь води на зразок двох різних форм поверхонь води в бурхливих водотоках при їх стисненні, про що мовилося вище.

Серед інших питань, які пощастило в тій чи іншій мірі з'ясувати, користуючись з поняття про питому енергію перерізу і з положення про мінімум лощі між лініями енергії та дна, можна вказати ще на те, що теорію водозливу з широким порогом, включаючи й пояснення форм струмини на порозі, легко побудувати на основі тільки-но заданого положення замість того, щоб користуватися тим чи іншим постулатом.

Останнє питання, на якому тут зупинимося — це питання про перехід в гідравлічному стрибку бурхливого потоку в спокійний; парадоксальним тут є той факт, що в гідравлічному стрибку питома енергія перерізу не переходить через своє мінімальне значення для нормальної витрати. На наш погляд цей факт можна в основному пояснити так: в першій частині стрибка в струмені під вальцем витрата зростає, досягаючи певного максимуму, а в другій половині знову зменшується. При цьому графік $\mathcal{E}h$ в першій частині стрибка пересувається вправо і вгору, а \mathcal{E}_{min} вздовж потоку зростає; в другій частині стрибка відбуваються зміни протилежного характеру. В першій частині стрибка потік, залишаючись бурхливим, переходить з одного графіка $\mathcal{E}h$ на другий, доходить до \mathcal{E}_{min} для найбільшої витрати, далі в другій частині стрибка переходить на верхні ділянки тих же графіків $\mathcal{E}h$ і повертає на графік для нормальної витрати. Звичайно, питома енергія перерізу в стрибку зменшується в наслідок втрат енергії. При цьому мінімальна енергія перерізу для максимальної витрати буде менша, ніж питома енергія перерізу перед стрибком, але більша, ніж питома енергія перерізу за стрибком для нормальної витрати.

⁷ Див. цит. статтю автора «Розтікання бурхливих потоків...»

THE SECOND PRINCIPLE OF THERMODYNAMICS IN
APPLICATION TO THE QUESTIONS OF HYDRAULICS OF OPEN
CHANNELS AND TO THE QUESTION OF RESISTANCE AGAINST
THE MOVEMENT OF THE SHIPS ALONG CANALS AND RIVERS

SUMMARY

744359
D. Bernoulli's equation with its member taking into account the losses in energy represents, as a matter of fact, the law of conservation of energy, i. e. the first law of thermodynamics adopted to the requirements of hydraulics. This law, as it is known, often gives no sufficiently definite solution; this remark is referred as well to D. Bernoulli's equation in order to withdraw this above-mentioned uncertainty at the application of D. Bernoulli's equation to the questions of the hydraulics of open channels and the errors which are arising owing to it, it is proposed to make use, in following the example of some other branches of science and technics, of the second law of thermodynamics — the law of dissipation of energy — in the form of such a statement: «For given conditions of non-uniform motion of a liquid in an open channel not subjected to wash-outs, there are in fact, of all forms of motion with different free surfaces, determined from the point of view of D. Bernoulli's equation, only those forms, for which the areas between the lines of energy and the lines of the bottom get minimum values». The author has in view not only the absolute minimum of the above-mentioned area, but as well relative minimum values of it being possible in some cases.

The statement proposed had been used for the solution of new questions, as well as for the solution of many erroneous solutions of the questions of the hydraulics of open channels.

The results of the author's works in this direction are exposed in his recently published book¹. In the present paper the design of water-surfaces for constructions constraining quiet and torrential water-flows (fig. 1, 2, 3) is drawn.

At the constraint of a torrential stream, e. g. by a ascent ef (fig. 4), there can sometimes take place on the same section and at the same conditions, over the construction and before it, different forms of water-surfaces — $ABCDEF$ and $ABKMN$; these forms can be transferred into one another only in an artificial way. This paradoxal phenomenon is explained only by the fact, that there are corresponding: an absolute minimum to the surface form $ABCDEF$ with a hydraulic jump, and a relative minimum of the area between the bottom-line and the corresponding lines of energy — to the surface form $BKMN$.

At a constraint of quiet streams by drifting supports-ships of floa-

¹ Suchomel, G. I. Non-uniform motion of a liquid in open river-beds and hydrotechnical constructions, Moscow — Leningrad, 1949 (Russian).

ting bridges the forms of watersurfaces are quite analogous to the surface-forms obtained at the restraint of these flows by buttresses, piers and so on shown on fig. 1 and 2. It proves to be, that at the transition to a surface form analogous to that shown on fig. 2, the pressure upon the ship-support, can appear to be several times greater, than it proves to be according to the formulae used at present; this circumstance must be taken in consideration at the calculation, designing and exploitation of floating bridges.

The theoretical speculations brought forward at the beginning can be applied as well to the question on the resistance against the movement of ships along canals and rivers; with this purpose, the ship must be imagined as stopped and the water must be provided with the velocity of the ship with an inverse sign. In taking into account the restraint of the fictitious flow by the ship standing still, water-surface forms at different velocities can be designed. For usual small velocities of fictitious water-motion, the water-surface in the canal is similar to given on fig. 1, for greater velocities — on fig. 5 and at last, for very great velocities — on fig. 3. The velocities c' and c'' , at which the transition from one surface-form to another is taking place, can be simply calculated. As it is known from many experiments, the resistance to the movement of a ship along an unlimited water-space is exemplarily represented by a curve of the E F aspect (fig. 6), whereas the resistance to the movement of the same ship along the canal is represented by a curve of an $A B C$ (or $A B D$) aspect.

It proves to be, that a great resistance on both sides of point B at the movement along a canal is corresponding to the form of the water surface shown on fig. 8 for the interval of the velocities $c' - c''$. This circumstance must be used at the calculations of the velocities of ships, at designing ships for canals and the very canals.

Insti of Building Mechanics.

