

631.6

И-71

НКЗС — УСРР

КИЇВСЬКИЙ ГІДРОМЕЛІОРАТИВНИЙ ІНСТИТУТ

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

ВИПУСК I

під редакцією проф. Г. Й. СУХОМЕЛА та доц. С. Т. КОРОТУНА

ПРАЦІ З ГІДРАВЛІКИ ТА ГІДРОЛОГІИ



ДЕРЖАВНЕ ВИДАВНИЦТВО
КОЛГОСПНОЇ І РАДГОСПНОЇ ЛІТЕРАТУРИ УСРР

074 0746

Поверніть книгу не пізніше
зазначеного терміну

Киево-Святошинська друк.

631.6
И. 71

НКЗС — УСРР

КИЇВСЬКИЙ ГІДРО-МЕЛІОРАТИВНИЙ ІНСТИТУТ

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

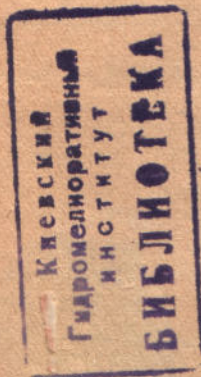
ВИПУСК I

під редакцією
проф. Г. Й. СУХОМЕЛА та доц. С. Т. КОРОТУНА

ПРАЦІ З ГІДРАВЛІКИ ТА ГІДРОЛОГІЇ

74776

С/А



W O

ДЕРЖАВНЕ ВИДАВНИЦТВО
КОЛГОСПНОЇ І РАДГОСПНОЇ ЛІТЕРАТУРИ УСРР

КИЇВ

1936

ХАРКІВ

Бібліографічн. опис цього видання вміщено в „Літописі Укр. Друку“, „Картковому репертуарі“ та інших показниках Укр. Книжкової Палати.

Редактори { Г. Й Сухомел
 { С. Т. Коротун
Літерат. редактор Д. В. Панкевич
Технічн. редактор Н. М. Шиян
Коректор Г. А. Йовенко

ДО ТЕОРІЇ ПЕРЕЛИВА З ШИРОКИМ ПОРОГОМ

1. Перелив з широким порогом відограє в гідравлічних розрахунках гідротехнічних споруд дуже велику роль; правда, це пояснюється значною мірою тим, що за схемою перелива з широким порогом часто розраховують споруди, які мають з ним дуже далекий зв'язок, наприклад, перепади та отвори штучних споруд на каналах і річках і т. ін.

Задовільні результати, які в більшості випадків одержуємо від таких розрахунків, пояснюються тією роллю, яку відограє і в теорії перелива з широким порогом, і в теорії руху води через згадані споруди критична глибина. Тепер уже можна було б, здається, відмовитися від такого штучного притягування теорії перелива з широким порогом до розрахунку споруд, які мають з ним мало спільного, а користуватися для таких розрахунків новішими методами¹.

Проте, перелив із широким порогом має і в теорії і в застосуваннях велике самостійне значення; ось чому робота над удосконаленням його теорії продовжується аж до останнього часу.

Основне завдання цієї теорії полягає в тому, щоб висвітлити зв'язок між напором H^2 на порозі перелива (рис. 1), шириною перелива b , перпендикулярною до площини рисунка і витратою Q через перелив.

Одночасно треба з'ясувати зниження z рівня води над порогом (і одноразово також і глибину води на порозі $t = H - z$). Крім того, ще й досі як слід не вивчені різні форми струмени над порогом перелива, що їх спостерігали різні дослідники, а також умови, при яких рух води до перелива і над ним відбувається в звичайній формі, показаній на рис. 1. У зв'язку з цим зауважимо, що звичайно розглядають такі випадки руху через перелив з широким порогом, коли енергії водотоки в нормальному її стані недосить для переходу води через перелив, і

¹ Див. статтю автора „Нерівномірний рух течива“, „Вісті Науково-дослідного інституту водного господарства України“, т. IV, ч. 2.

² Напір H при потребі, звичайно, виправляють на швидкість підходу v_{01} і одержують таким способом напір H_0 .

тому рівень води перед ним значно піднімається проти нормального, тобто перед переливом утворюється крива підпору в першій зоні; при цьому водотока й запасає стільки енергії, щоб перейти через перелив. Але трапляються і такі випадки, коли водотока в своєму нормальному стані¹ має енергії навіть більше, ніж їй потрібно для переходу через перелив; цей випадок теж потребує окремого дослідження.

2. Теорія переливу з широким порогом базується, як відомо, на тому, що при достатній ширині δ порога (рис. 1) рух води, принаймні над певною частиною перелива, відбувається паралельними струминками із сталою (звичайно, приблизно) швидкістю v по всій товщині $H - z$ струмини. Паралельність струминок більш-менш забезпечується не тільки достатньою величиною розміру δ , але також і тією умовою, щоб вхідний край стінки був закруглений. Швидкість струминок v , якщо не зважати покищо на втрати від тертя та інші, можна обчислити за формулою

$$v = \sqrt{2gz}.$$

Витрату ж Q через перелив визначаємо так:

$$Q = v(H - z)\sqrt{2gz}.$$

Щоб теоретично визначити співвідношення між H і z , Белянже в свій час висунув відомий під його прізвиськом постулат: при заданому H над порогом перелива встановиться таке z (а одноразово і $H - z$), щоб через перелив за одиницю часу перетекло якнайбільше води. Звідси, як відомо, маємо умову:

$$\frac{dQ}{dz} = 0.$$

З цієї умови визначається падіння рівня води над порогом

$$z = \frac{H}{3};$$

глибина над порогом

$$H - z = \frac{2}{3}H$$

і витрата

$$Q = \frac{2}{3\sqrt{3}} b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} = 0,385 b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}.$$

Тут ми одержали коефіцієнт витрати $m = 0,385$. Насправді він через тертя та інші втрати, а також через стискання струмини має, залежно від обставин, ту чи іншу меншу величину.

¹ Тут розуміємо той стан, в якому перебувала б водотока, коли б перелива не було зовсім.

Б. А. Бахметев висунув замість постулата Белянже постулат найменшої питомої енергії перерізу над порогом перелива; цей постулат можна сформулювати так: при заданій витраті води через перелив Q умови руху через нього встановляться такі, щоб над порогом перелива питома енергія перерізу \mathcal{E} мала найменше значення \mathcal{E}_{min} .

За Б. А. Бахметевим можемо написати

$$\mathcal{E} = t + \frac{v^2}{2g} = H = t + \frac{Q^2}{b^2 t^2 2g},$$

або, позначивши $\frac{Q}{b}$ буквою q , будемо мати

$$H = t + \frac{q^2}{2gt^2}.$$

Цей вираз повинен бути мінімумом, тобто

$$\frac{dH}{dt} = 0.$$

$$\text{Звідси } t = \frac{2}{3}H, \text{ а значить } z = \frac{1}{3}H.$$

Отже, основні співвідношення між Q , H і b одержуємо однакові¹ за обома постулатами. Белянже для свого положення не дав доведення; Б. А. Бахметев тільки вказує на можливість виводу його положення з принципу стійкості руху Routh'a, а також обгрунтовує його такими, на наш погляд, не зовсім переконливими міркуваннями²: "...природному прямуванню рівня води на порозі знизитися наскільки можливо кладеться межа тією обставиною, що за певною границею зниження (див. фіг. 191 у книзі Б. А. Бахметева) зменшенню глибини відповідає приріст питомої енергії перерізу. Звідси зрозуміло, що найменша глибина, до якої може впасти рівень води на порозі, є глибина, що відповідає мінімумові питомої енергії, тобто глибина критична". Але ж у тій самій книзі Б. А. Бахметева на фіг. 194 і 195 наведені випадки руху води через перелив з широким порогом з глибинами, меншими за критичну, а також із хвилястою поверхнею. От чому міркування Б. А. Бахметева, викладені в наведеній вище цитаті, не можна вважати досить переконливими. Отже, приходимо до висновку, що Б. А. Бахметев своє положення про мінімум питомої енергії перерізу на порозі перелива не обгрунтував, і тому його положення правильніше так само назвати постулатом.

Звичайно, постулат Б. А. Бахметева природніший порівняно з постулатом Белянже, але ж великим недоліком обох посту-

¹ Нагадуємо, що на втрати енергії в цих випадках ми не зважали.

² Б. А. Бахметьев, „Гидравлика. Общий курс“. 1932, стор. 218.

латів є саме те, що вони — постулати, не пов'язані з основними принципами механіки та фізики.

Спробу елементарно обґрунтувати принцип найменшої питомої енергії перерізу автор зробив у своєму курсі „Гидравлика“ (1933 р., стор. 192), де цей принцип виведено з критерія стійкості рівноваги (Діріхле); але ж даний там вивід не можна вважати цілком строгим, бо його зроблено без достатнього пов'язання явищ, які відбуваються на переливі з широким порогом, — з рухом води у водотоці, зокрема з рухом води перед переливом. На наш погляд, положення Б. А. Бахметева, що для певної витрати через перелив з широким порогом установлюється рух з мінімальною питомою енергією перерізу на порозі, є тільки

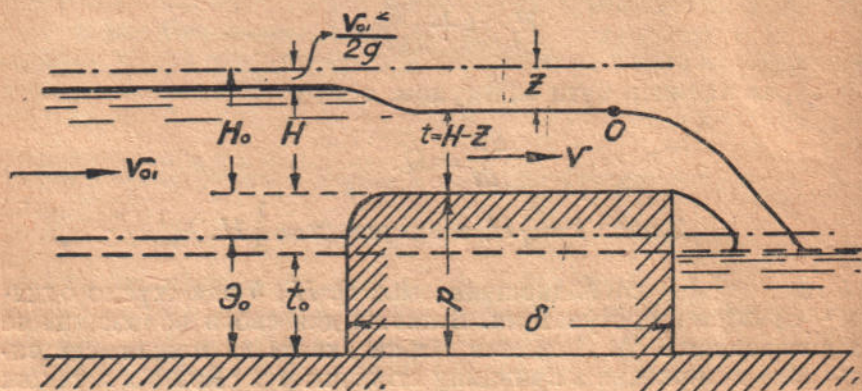


Рис. 1

окремий випадок більш загального положення про рух рідини у відкритих водотоках та спорудах на них, яке можна вивести з другого закону термодинаміки, а саме: „Паралельний або приблизно паралельний рух рідини у відкритих водотоках та спорудах установлюється такий, щоб площа між градієнтом енергії і дном була якнайменша“¹. Але ж із наведеного загального положення можна одержати положення Б. А. Бахметева про мінімум питомої енергії перерізу на порозі перелива (а значить і про критичну глибину там же) тільки для випадку паралельного руху струминок над порогом перелива; такий рух матимемо приблизно тільки при умові, що вхідний край стінки перелива буде добре закруглений і, звичайно, при достатній ширині δ порога перелива. Коли немає втрат енергії на переливі, то критична глибина для вказаного випадку повинна б установитись на всій горизонтальній частині порога перелива до самого водопада (точка O , рис. 1). В дійсності ж у зв'язку

¹ Це положення та його застосування докладніше розглянуто в праці, яку автор виконав в інституті водного господарства України в 1934 р. Доповіді ж про це положення було зроблено в Комісії прикладної механіки УАН в 1932 р. та в Київському інженерно-меліоративному інституті в 1933 р.

з наявністю втрат на тертя критична глибина в цьому випадку встановиться тільки в перерізі O , а вгору проти течії глибини над порогом зростатимуть відповідно до втрат енергії. Вниз від перерізу O маємо вже „водопад“.

3. Значно складніші явища над порогом перелива відбуваються у випадку незакругленого входного краю його стінки (рис. 2 і далі). В цьому випадку під струминою утворюється поверхня ACB

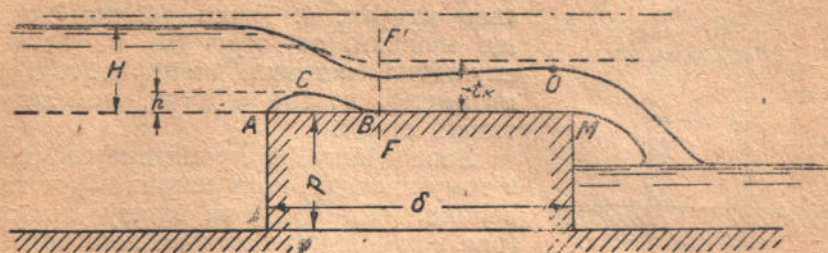


Рис. 2

яка обмежує певний об'єм, що в ньому відбуваються вихрові рухи. Тому напір H і питому енергію перерізу на порозі слід би, власне кажучи, виміряти не до горизонтальної поверхні порога перелива, а до найвищої точки C поверхні ACB , розглядаючи об'єм, обмежений цією поверхнею, як частину стінки перелива. Це стверджує такий дослід, пророблений автором цієї статті в гідравлічній лабораторії Київського гідро-меліоративного інституту в кінці 1933 р. та напочатку 1934 р. з участю доцента І. В. Журавля та лаборанта В. І. Базилевича. В простір ACB ставилася металічна перегородка D (рис. 3); виявилось, що

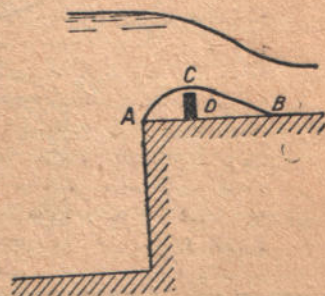


Рис. 3

поки висота її не перевищувала певної величини, наявність її не впливала помітно на витрату, форму струмини і взагалі на умови руху через перелив. Через це цілком природно виміряти питому енергію перерізу над поверхнею ACB до неї, а не до поверхні порога; але тоді мінімальна питома енергія перерізу \mathcal{E}_{min} повинна встановитися над найвищою точкою C . Підкреслюємо, що ми тут не зважаємо на вплив викривлення струмин над поверхнею ABC та на утворення завихрень під цією поверхнею. Але якщо над точкою C маємо \mathcal{E}_{min} , то в перерізі FF' (рис. 2) питома енергія перерізу буде більша, ніж \mathcal{E}_{min} , а саме: $\mathcal{E} = \mathcal{E}_{min} + h$; але кожній питомій енергії перерізу, більшій за \mathcal{E}_{min} , відповідають дві глибини: одна більша і друга менша критичної. В розглядуваному випадку повинна встановитися глибина, менша критичної, з такої причини. При меншій глибині швидкість за стиснутим перерізом (рис. 2) буде більша, а значить градієнт енергії

Ез буде знизатися крутіше, і площа між ним і порогом перелива буде менша, ніж коли б вода текла над порогом з глибиною, більшою критичної; вниз від перерізу FF' утвориться крива підпору до точки O , звідки вже починається водопад. Так з'ясовується одна з форм струмини на порозі перелива з широким порогом.

У тому випадку, коли ширина перелива δ менша, ніж AF , крива підпору утворитися не може, а тому будемо мати струмину такої приблизно форми, як показано на рис. 4. Якщо розмір δ стане ще менший, то струмина не встигне спуститися на точки C на поріг, і тоді вже матимемо, власне кажучи, перелив у тонкій стінці.

Зовсім іншу форму матиме струмина в тому випадку, коли ширина буде така велика, що, будуючи криву підпору (рис. 2 и 5), піднімемося до лінії критичних глибин над порогом у точці N , тобто не дійшовши до точки O , де починається вже водопад. Але коли б глибина над порогом в дійсності досягла критичного значення в точці N , то це означало б, що вже тут питома енергія перерізу зменшилася б до значення \mathcal{E}_{min} ; за цим перерізом градієнт енергії, звичайно, знизався б і далі в наслідок тертя; взявши до уваги горизонтальність площини на порозі перелива, приходимо до висновку, що за перерізом N , вода текла б при зробленому припущенні з питомою енергією перерізу, меншою \mathcal{E}_{min} ; але питома енергія перерізу ні при яких

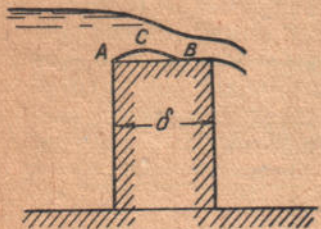


Рис. 4

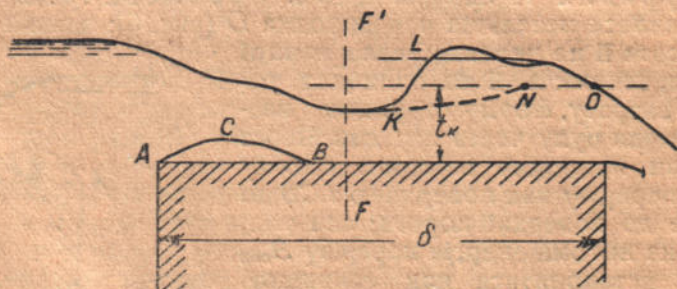


Рис. 5

умовах не може стати меншою \mathcal{E}_{min} . Тому в розглядуваному випадку на порозі перелива повинна встановитися якась інша форма руху, при якій втрати енергії були б менші, і поверхня струмини досягла б лінії критичної глибини в точці O^1 , де вже починається водопад; в кінці перелива \mathcal{E}_{min} і відповідно критична глибина можуть установитися, бо далі ми маємо падання струмини до нижнього б'єфу, де вже питому енергію перерізу до-

¹ Крім того, що критична глибина встановилася і над поверхнею ACB .

ведеться виміряти від дна QR ; отже, одразу за переливом у нижньому б'єфі питома енергія перерізу дорівнюватиме $\mathcal{E}_{min} + MQ$, якщо не зважати на втрати по дорозі від верхнього до нижнього б'єфу; отже, в нижньому б'єфі питома енергія буде більша \mathcal{E}_{min} , і рух води може відбуватися далі. Якщо тепер побудуємо від точки O криву спадання OL , а від перерізу F' криву підпору KN , то перехід від останньої до першої може відбутися тільки стрибком, не доходячи на певну віддаль до точки N . При звичайних умовах руху води через перелив висота стрибка може бути порівняно невелика, а тому й стрибок на порозі часто буває хвилястої форми.

4. Розглянувши форми струмини над порогом перелива, приділимо ще деяку увагу питанню про рух через перелив з широким порогом у тому випадку (рис. 1), коли сума

$$\mathcal{E}_{min} + p = \frac{3}{2} t_k + p$$

менша питомої енергії перерізу \mathcal{E}_0 водотоки при рівномірному русі (власне при умовах, які були б у водотоці при відсутності в ній розглядуваного перелива). Річ у тім, що звичайно сума $\mathcal{E}_{min} + p$ буває значно більша \mathcal{E}_0 ; в цьому звичайному випадку

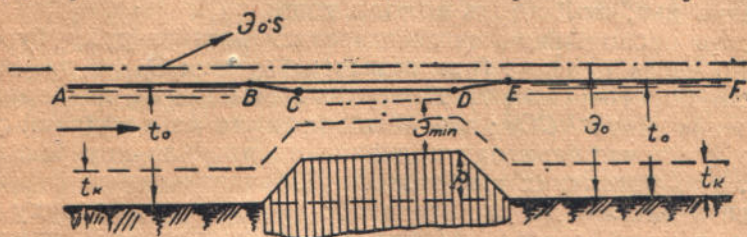


Рис. 6

водотока повинна скупчити на ділянці перед переливом енергію в такій кількості, щоб перед входом на нього питома енергія перерізу дорівнювала (якщо не брати до уваги втрати енергії на переливі та викривлення струминок) сумі $\mathcal{E}_{min} + p$, як це вже було з'ясовано раніше. Ясно, що при цьому перед переливом повинна утворитися крива підпору (в I зоні). Саме цей випадок і розглядають у курсах гідравліки (рис. 1).

Але ж бувають і такі випадки, коли сума $\mathcal{E}_{min} + p$ менша \mathcal{E}_0 . При такій умові треба досліджувати окремо рух через перелив „спокійної“ і окремо рух „бурхливої“ течії. Щоб спростити картину руху, припустимо, що втрати енергії на ділянці, на якій поставлено перелив (рис. 6 і 7), лишилися такі самі, які були б на цій ділянці при відсутності перелива, тобто будемо вважати, що градієнт $\mathcal{E}_0 s$ лишиться й над переливом без змін. Тоді для спокійної водотоки над переливом будемо мати невелике зниження рівня $BCDE$, яке можна легко визначити з допомогою

графіка залежності питомої енергії перерізу \mathcal{E} від глибини t (див. Г. И. Сухо м е л, Гідравліка, 1933, або інший курс гідравліки).

Розглянутий тількищо випадок ϵ , власне кажучи, затоплений перелив, який у звичайних курсах розглядають не зовсім

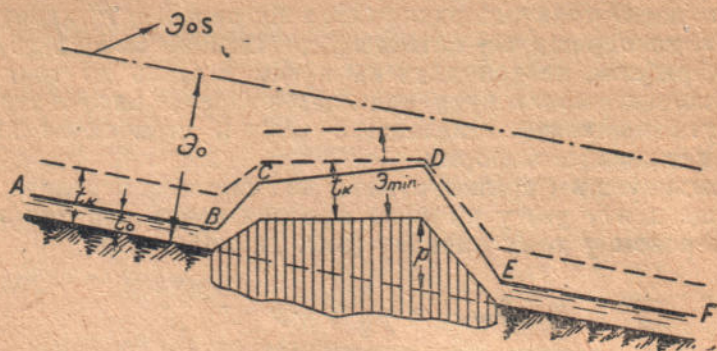


Рис. 7

правильно. Цей випадок пояснює, чому на поверхні води в спокійних водотоках майже не помітно впливу невеликих місцевих підвищень дна, якоїнебудь колоди тощо.

Досить несподіваною може здаватися картина руху бурхливої течії через перелив (при зазначеній умові: $\mathcal{E}_{min} + p < \mathcal{E}_0$) з широким порогом (рис. 7). Поверхня над порогом являє значне підвищення рівня BCDE; але це підвищення не є водяний стрибок, бо тут немає переходу подовжнього профіля поверхні води через лінію критичних глибин.

Досить близькі до двох останніх випадків явища руху розглянуто в праці автора „Нерівномірний рух течива“, надрукованої у „Вістях Науково-дослідного інституту водного господарства України“, 1931, т. IV, ч. I (див., зокрема, рис. 12 і 14). Тому до цієї праці й відсилаємо по деякі деталі, але ж підкреслюємо, що в досліджуваних там спорудах верхня поверхня споруди паралельна до дна водотоки, а у водопереливів ця поверхня горизонтальна; на цій поверхні будемо одержувати досить різноманітні форми струмини залежно від тих чи інших конкретних умов і насамперед від форми стінки при вході на споруду.

У наслідок зміни одного з названих факторів або всіх разом, а також у наслідок стискання русла вздовж водотоки виникає рух нерівномірний, коли швидкість уздовж водотоки змінюється при переході від одного перерізу до другого.

При рівномірному русі розрахунок споруди відповідно спрощується—профіль вільного рівня тут буде паралельний до профіля дна, отже, лишається визначити лише основні розміри поперечного перерізу споруди та глибину води в ній. Розміри круглого поперечного перерізу можна, звичайно, визначити однією лише величиною—радіусом r або діаметром d .

При безнапірному русі вода протікатиме неповним перерізом—лише заповнить його до якогось довільного рівня AB (рис. 1). Позначимо глибину води в споруді через t . Глибину води можна, очевидно, характеризувати відносним заповненням, як відношенням глибини до діаметра або радіуса. Нехай

$$\frac{t}{2r} = \frac{t}{d} = \eta.$$

Величину η називатимемо відносною глибиною або відносним заповненням. З рисунка:

$$t = r - r \cos \frac{\varphi}{2}, \quad (1)$$

тому:

$$\eta = \frac{t}{2r} = \frac{r \left(1 - \cos \frac{\varphi}{2} \right)}{2r} = \frac{1 - \cos \frac{\varphi}{2}}{2}, \quad (2)$$

звідки:

$$\cos \frac{\varphi}{2} = 1 - 2\eta. \quad (2a)$$

При глибині t площа живого перерізу в загальному випадку дорівнюватиме площі сегмента:

$$F_{\eta} = \frac{r^2}{2} (\varphi - \sin \varphi). \quad (3)$$

Гідравлічний радіус.

$$R_{\eta} = \frac{F_{\eta}}{U_{\eta}} = \frac{r}{2} \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right), \quad (4)$$

де U_{η} —мокрый периметр при глибині t ; кут φ —в радіанах. В практичних розрахунках користатися для визначення F_{η} і R_{η} формулами (3) і (4) незручно вже тому, що обидві величини подаються не безпосередньо через глибину води в споруді, а через кут φ , вимірюваний дугою ACB (рис. 1), яка разом з хордою AB обмежує площу живого перерізу F_{η} .

Позначимо $\frac{F_\eta}{F}$ через τ і $\frac{R_\eta}{R}$ через σ ,

де F — площа круга.

$R = \frac{d}{4}$ — гідравлічний радіус при цілковитому заповненні круглого поперечного перерізу.

Тоді:

$$\tau = \frac{F_\eta}{F} = \frac{r^2(\varphi - \sin \varphi)}{2\pi r^2} = \frac{\varphi - \sin \varphi}{2\pi}, \quad (5)$$

$$\sigma = \frac{R_\eta}{R} = \frac{2r \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi}\right)}{2r} = 1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi}, \quad (6)$$

У рівняннях (5) і (6) τ і σ залежить лише від кута φ , отже, можемо написати:

$$\tau = \psi(\varphi),$$

$$\sigma = f(\varphi).$$

Крім того, з рівняння (2а) матимемо залежність кута φ від відносного заповнення, а саме:

$$\cos \frac{\varphi}{2} = 1 - 2\eta. \quad (7)$$

Тому для спрощення розрахунку можемо користуватися величинами F і R , що відповідають цілковитому заповненню та обчисленими наперед для різних заповнень η значеннями:

$$\tau = \frac{\varphi - \sin \varphi}{2\pi},$$

$$\sigma = 1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi}.$$

Площа живого перерізу при будьякому заповненні буде:

$$F_\eta = \tau F \quad (8)$$

Гідравлічний радіус:

$$R_\eta = \sigma R. \quad (9)$$

У додатках у таблиці 1 подано значення F для різних значень d і в таблиці 2—значення величин τ і σ для заповнень η від 0,05 до 1,00.

Дальший розрахунок—визначення розмірів і глибини для споруд круглого поперечного перерізу при рівномірному русі, очевидно, не становитиме ніяких труднощів,— з гідравлічного погляду це буде не що інше, як канал спеціального перерізу. Звідси і розрахункові формули не відрізнятимуться від формул для розрахунку каналів при рівномірному русі.

Визначити розміри та нормальну глибину в каналі найпростіше через застосування модулів витрати та модулів швидкості.

Витрата при будьякому заповненні каналу при рівномірному безнапірному русі

$$Q = F_{\eta} C_{\eta} \sqrt{R_{\eta} I_0}, \quad (10a)$$

а швидкість

$$v = C_{\eta} \sqrt{R_{\eta} I_0}. \quad (11a)$$

Величину $C_{\eta} \sqrt{R_{\eta}} = S_{\eta}$ називають звичайно модулем швидкості, а добуток $F_{\eta} C_{\eta} \sqrt{R_{\eta}} = K_{\eta}$ — модулем витрати.

Коли ввести ці заміни, то формули (10a і 11a) можна написати так:

$$Q = K_{\eta} \sqrt{I_0}, \quad (10б)$$

$$v = S_{\eta} \sqrt{I_0}. \quad (11б)$$

Все таки величинами K_{η} і S_{η} далеко не так зручно користуватися навіть для круглого перерізу, як це здається на перший погляд. Далеко зручніше застосовувати для розрахунку модулі K_0 і S_0 , що відповідають цілковитому заповненню. Нескладними математичними перетвореннями легко довести, що відношення $\frac{K_{\eta}}{K_0}$ і $\frac{S_{\eta}}{S_0}$ майже не залежать від діаметра, а лише від відносного заповнення:

$$\frac{K_{\eta}}{K_0} = f_1(\eta) = \alpha, \quad (12a)$$

$$\frac{S_{\eta}}{S_0} = f_2(\eta) = \beta. \quad (13a)$$

З рівнянь (12a) і (13a) легко виразити K_{η} і S_{η} через K_0 і S_0 , а саме:

$$K_{\eta} = \alpha K_0, \quad (12)$$

$$S_{\eta} = \beta S_0; \quad (13)$$

тоді формули (10б) і (11б) зручніше подати так:

$$Q = \alpha K_0 \sqrt{I_0}, \quad (10)$$

$$v = \beta S_0 \sqrt{I_0}. \quad (11)$$

Для спрощення розрахунків, щоб визначити розміри каналу круглого поперечного перерізу в таблиці 2 подано значення величин α і β для різних заповнень η і в таблиці 3 величини K_0 і S_0 для круглих труб при різних значеннях коефіцієнта шерхатості n . Коефіцієнт C при обчисленні модулів визначається за формулою Манінга.

Складнішим буде гідравлічний розрахунок споруд невеликого протягу, що спричиняють стискання поперечного перерізу русла водотоки незалежно від того, чи це стискання буде знизу, чи з боків. Наслідком такого стискання в межах споруди змінюється умови протікання в руслі водотоки на певній ділянці. Зміна умов протікання у водотоці в свою чергу впливає на рух води в споруді. Отже, тепер завдання розрахунку — не тільки визначення розмірів отвору споруд, а й побудова профіля вільного рівня як у споруді, так і вздовж водотоки в межах впливу споруди.

Не зважаючи на велике поширення споруд круглого поперечного перерізу в практиці будівництва, питання про гідравлічний розрахунок їх мало висвітлено або навіть висвітлено неправильно.

А. Г. Лорберг¹ підходить до розрахунку труби, що її можна розглядати як окремий випадок споруди з отвором круглого поперечного перерізу, як до перелива з широким порогом, переносючи цілком механічно співвідношення, виведені для перелива з широким порогом, і на умови руху води в трубі.

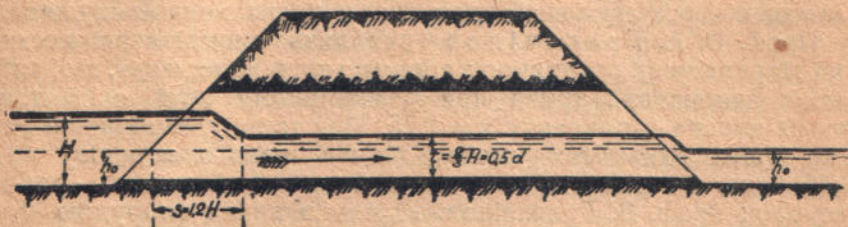


Рис. 2

А. Лорберг, прийнявши допустиму висоту рівня води перед спорудою $H = 0,75d$ (за встановленими технічними нормами), вважає, що глибина в споруді (рис. 2) встановиться:

$$t = \frac{2}{3}H = 0,5d.$$

По виході з споруди рух далі в руслі водотоки відбуватиметься з нормальною глибиною h_0 .

Глибина води в трубі дорівнюватиме $t = \frac{2}{3}H$ при умові, що спад труби I_c дорівнюватиме за рівнянням Шезі:

$$I_c = \frac{v^2}{C^2R},$$

де v — допустима швидкість у трубі (до 6 м/сек).

¹ А. Г. Лорберг, Расчет отверстий дорожных водопропускных сооружений, ГНТИ, 1931 р.

Отже, за А. Лорбергом виходить, що в кінці труби, як на порозі перелива з широким порогом, установиться глибина $t = t_k$, при чому $t_k = \frac{2}{3} H$.

У Лорберга тут маємо дві неточності:

а) t_k для круглого поперечного перерізу не дорівнює $\frac{2}{3} H$, як для перелива з широким порогом,

б) t може встановитись у кінці споруди при умові, що t_k в споруді більше h_0 водотоки (точніший критерій див. далі).

І, нарешті, форму виходу з споруди визначено не зовсім точно. При умові, що в кінці труби встановиться t_k , за спорудою може утворитись відігнаний стрибок, а тоді h_0 установиться аж після стрибка.

Коли ж h_0 водотоки більше t_k в споруді, то в отворі споруди встановиться лише зниження рівня проти рівнів до і після споруди, а не t_k .

Отже, з запропонованим А. Лорбергом способом розрахунку споруд круглого поперечного перерізу не можна принципіально погодитись, оскільки він базується на неправильних припущеннях.

Проф. В. А. Гречанинов¹ виходить у висвітленні питання про гідравлічний розрахунок споруд з того положення, що, вибираючи заповнення труби при безнапірному русі, слід прийняти відносно заповнення $\eta = 0,75$. При такому заповненні „при всіх інших однакових умовах площа живого перерізу буде найбільша, а середня швидкість найменша“. А звідси,— робить висновок проф. В. Гречанинов,— і підпір перед спорудою буде найменший, а саме:

$$z = \frac{v^2 - v_0^2}{2g},$$

де v —швидкість у споруді,

v_0 —швидкість підходу.

Легко довести, що швидкість v у споруді при $\eta = 0,75$ буде не найменша, а дуже близька до максимальної; коли швидкість при цілковитому заповненні прийняти за 1,0 м/сек, то середня швидкість v_1 при заповненні $\eta = 0,75$ дорівнюватиме:

$$v_1 = 1,15 \text{ м/сек},$$

тобто буде приблизно на 15% більша, ніж при тих самих умовах і при цілковитому заповненні.

Розмір отвору споруди при вибраному заповненні η проф. Гречанинов рекомендує визначати так само, як і розміри поперечного перерізу каналу, незалежно від умов руху води в споруді. Для спрощення розрахунків у згаданій праці подано

¹ Проф. В. А. Гречанинов, Новый метод расчета отверстий водопропускных труб круглого сечения. Вид. Амурського Індустріального технікуму, 1930 р.

відповідні таблиці для обчислення величин F, R, v і Q як функцій кута φ за рис. 1.

Не спиняючись докладніше на запропонованому проф. Гречаніновим способі розрахунку споруд круглого перерізу, треба все таки зробити деякі зауваження щодо вихідних положень, покладених в основу розрахунку. Ніяк не можна погодитися з автором, що рух у споруді можна розглядати як рух рівномірний.

Так само не можна погодитися з тим, що автор при розгляді руху води в споруді не бере до уваги умов протікання в руслі водотоки. Щодо величини підпору z , то проф. Гречанінов у цьому питанні наслідує Добюїссона, який дав у такому вигляді формулу для визначення величини підпору перед мостами. А тим часом дослідями встановлено, що Добюїссонова формула для визначення підпору перед мостами дає надто перебільшені результати ¹.

Б. В. Зонн ², розглядаючи питання про розрахунок безнапірних труб, відкидає спосіб А. Г. Лорберга, мотивуючи це виключно неекономічним використанням перерізу труб, а не помилковим у цьому способі підходом до визначення глибини води в споруді.

Б. В. Зонн вважає, що запропонований проф. Гречаніновим спосіб розрахунку безнапірних труб є теоретично обгрунтований і сам ніяких корективів не робить.

Наведений огляд показує, наскільки ще не розроблене питання про гідравлічний розрахунок споруд круглого поперечного перерізу.

До розв'язання питання гідравлічного розрахунку споруд природно підійти, користуючись енергетичним, як його б можна назвати, методом ³. Визначити вихідний перері і глибину свпоруді та побудувати профіль вільного рівня вздовж водотоки на ділянці впливу споруди можна лише тоді, коли буде з'ясовано зміну питомої енергії вздовж споруди та співвідношення між мінімумом питомої енергії перерізу в споруді і нормальною енергією водотоки.

Питома енергією перерізу, як відомо, називають енергію 1 кг води відносно нульової площини, що проходить через найнижчу точку дна цього перерізу.

Позначатимемо: \mathcal{E} — питома енергія перерізу,

\mathcal{E}_{min} — мінімум питомої енергії перерізу,

t — глибина в споруді,

$\alpha \cong 1,11$ коректив на нерівномірний розподіл швидкостей у перерізі; прийматимемо $\alpha = 1,0$,

v — середня швидкість у перерізі.

¹ Див. Dr. Ing. R. Weyrauch, Dr. Ing. A. Strobel, Hydraulisches Rechnen, Stuttgart, 1930, стр. 249 і далі.

² Б. В. Зонн, Основы дорожно-мостовой гидравлики, ОГИЗ, Гострансиздат, 1932 г.

³ Докладніше про основні принципи цього методу див. працю проф. Г. Й. Сухомела, „Нерівномірний рух течива у відкритих водотоках з місцевими плавками відхилами від призматичної форми“. Вісті Науково-Дослідного Інституту Водного Господарства України, т. IV, в. I, 1931 р.

Тоді для круглого (рис. 3), як і інших перерізів, рівняння питомої енергії можна подати в такому загальному вигляді:

$$\mathcal{E} = t + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (14)$$

Легко переконатися, що питома енергія перерізу є величина стала для будь-якої струминки в даному перерізі.

Зміна обумовлюється зміною глибини, а разом і швидкості, яка залежить від глибини.

У відкритому руслі витрата Q не може протікати з меншою кількістю питомої енергії, ніж \mathcal{E}_{min} . Отже, треба знайти аналітичний вираз \mathcal{E}_{min} для круглого поперечного перерізу.

Перетворимо рівняння (14), підставивши замість v і t їх значення через Q , F , r та кут φ .

За рівняннями (1) і (3):

$$F\eta = \frac{r^2}{2} (\varphi - \sin \varphi),$$

$$t = r \left(1 - \cos \frac{\varphi}{2} \right).$$

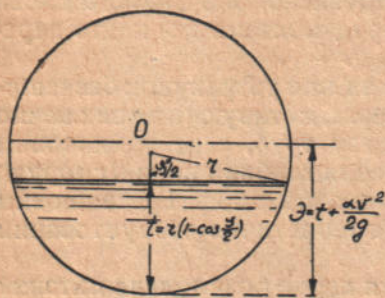


Рис. 3

Після підставлення рівняння (14) можна написати так:

$$\mathcal{E} = r - r \cos \frac{\varphi}{2} + \frac{\alpha Q^2}{2g \left[\frac{r^2}{2} (\varphi - \sin \varphi) \right]^2} \quad (14a)$$

З рівняння (14a) можна знайти той кут φ (в радіанах), при якому питома енергія перерізу буде мінімальна, а саме: \mathcal{E}_{min} буде при тому значенні кута φ , коли $\frac{d\mathcal{E}}{d\varphi} = 0$. Величину α приймемо рівною одиниці:

$$\frac{d\mathcal{E}}{d\varphi} = \frac{r \sin \frac{\varphi}{2}}{2} - \frac{4Q^2 (\varphi - \sin \varphi - \varphi \cos \varphi + \sin \varphi \cos \varphi)}{gr^4 (\varphi^2 - 2\varphi \sin \varphi + \sin^2 \varphi)^2} = 0. \quad (15)$$

У рівнянні (15):

$$(\varphi^2 - 2\varphi \sin \varphi + \sin^2 \varphi)^2 = (\varphi - \sin \varphi)^4,$$

$$\varphi - \sin \varphi - \varphi \cos \varphi + \sin \varphi \cos \varphi = \varphi - \sin \varphi - \cos \varphi (\varphi - \sin \varphi),$$

а тому зараз $\frac{d\mathcal{E}}{d\varphi}$ можна додати в такому вигляді:

$$\frac{d\mathcal{E}}{d\varphi} = \sin \frac{\varphi}{2} - \frac{8Q^2 (1 - \cos \varphi)}{gr^5 (\varphi - \sin \varphi)^3} = 0. \quad (15a)$$

З рівняння (15а) вже легко знайти значення кута φ , при якому питома енергія перерізу буде мінімальна, а саме:

$$\frac{8Q^2}{gr^2} = \frac{(\varphi - \sin \varphi)^3 \sin \frac{\varphi}{2}}{1 - \cos \varphi} \quad (16)$$

Будемо називати кут, при якому значення питомої енергії буде мінімальним, критичним кутом, позначаючи його через φ_k .

Після спрощень і заміни r через діаметр d рівняння (16) можемо написати так:

$$\frac{(\varphi_k - \sin \varphi_k)^3}{\sin \frac{\varphi_k}{2}} = \frac{512 Q^2}{gd^3}, \quad (17)$$

або:

$$\frac{(\varphi_k - \sin \varphi_k)^3}{\sin \frac{\varphi_k}{2}} = 52,27 \frac{Q^2}{d^3}. \quad (17a)$$

За визначенням з рівнянь (17а) або (17) значенням кута φ_k можемо обчислити \mathcal{E}_{min} :

$$\mathcal{E}_{min} = \frac{d}{2} \left(1 - \cos \frac{\varphi_k}{2} \right) + \frac{32Q^2}{gd^4 (\varphi_k - \sin \varphi_k)^2} \quad (18)$$

або:

$$\mathcal{E}_{min} = 0,5d \left(1 - \cos \frac{\varphi_k}{2} \right) + \frac{3,262 Q^2}{d^4 (\varphi_k - \sin \varphi_k)^2}. \quad (18a)$$

Рівняння (18а) і (18) дають величину \mathcal{E}_{min} через значення φ_k . На практиці набагато зручніше було б користатися не величиною кута φ_k , а безпосередньо обчислювати ту глибину t_k (критичну), при якій питома енергія для круглого перерізу буде мінімальна.

Встановимо зв'язок між глибиною t_k і кутом φ .

Будемо користуватися із введеної раніше відносної глибини

$$\eta = \frac{t}{2r}.$$

З рівняння (7): $2\eta = 1 - \cos \frac{\varphi}{2}$ очевидно, що значенню кута φ_k відповідатиме величина η_k , при чому:

$$2\eta_k = 1 - \cos \frac{\varphi_k}{2}. \quad (19)$$

Отже, щоб знайти критичну глибину, треба знайти η_k , а тоді:

$$t_k = r \left(1 - \cos \frac{\varphi_k}{2} \right) = \eta_k d. \quad (20)$$

Для спрощення розрахунку, щоб визначати η_k , подано номограму (графік) рівняння (17а).

Крім того, в таблиці 4 подано значення величин:

$$M = \frac{(\varphi - \sin \varphi)^3}{\sin \frac{\varphi}{2}}, \quad (21)$$

$$N = \frac{(\varphi - \sin \varphi)^3}{52,27 \sin \frac{\varphi}{2}}, \quad (22)$$

залежно від η , щоб обчислити значення кута φ_k та η_k безпосередньо з рівняння (17а), яке можна тоді переписати так:

$$N_k = \frac{Q^2}{d^5}. \quad (23)$$

У тій же таблиці 4 подано величини:

$$S = (\varphi - \sin \varphi)^2, \quad (24)$$

$$T = \frac{3,262}{(\varphi - \sin \varphi)^2} \quad (25)$$

для обчислення \mathcal{E}_{min} за рівнянням (18).

Тоді визначення φ_k і η_k при заданому Q і прийнятому d зводиться спочатку до обчислення $\frac{Q^2}{d^5}$; далі в таблиці 4 треба знайти

значення N , що дорівнюватиме якраз $\frac{Q^2}{d^5}$ — це й буде N_k ; за N легко вже знайти φ_k і η_k для споруди, що відповідає \mathcal{E}_{min} .

\mathcal{E}_{min} , коли скористатися рівнянням (18а) та S і T , поданими в таблиці, визначається з формули:

$$\mathcal{E}_{min} = \eta_k d + \frac{3,262 Q^2}{S_k d^4} = \eta_k d + T_k \frac{Q^2}{d^4}. \quad (26)$$

Розглянемо тепер профіль вільного рівня вздовж споруди та на ділянці водотоки в межах вилливу споруди при тій умові, що питома енергія перерізу мінімальна.

При заданому Q відомими величинами є також нормальна глибина водотоки h_0 , площа живого перерізу F_0 , а тому можна обчислити питому енергію рівномірного руху водотоки:

$$\mathcal{E}_0 = h_0 + \frac{\alpha Q^2}{2gF_0^2} \quad (27)$$

Одноразово можна визначити і критичну глибину h_k водотоки. Для прямокутного русла:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g}}, \quad (28)$$

Для призматичного русла довільного поперечного перерізу з рівняння:

$$1 - \frac{\alpha Q^2 B_k}{g F_k^3} = 0. \quad (29)$$

Звідси знаходимо таке значення h , при якому буде рівність

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{F_k^3}{B_k}; \quad (29a)$$

ця глибина і буде h_k водотоки.

Розглянемо спочатку побудову профіля вільного рівня в споруді та на ділянці впливу споруди для спокійної водотоки:

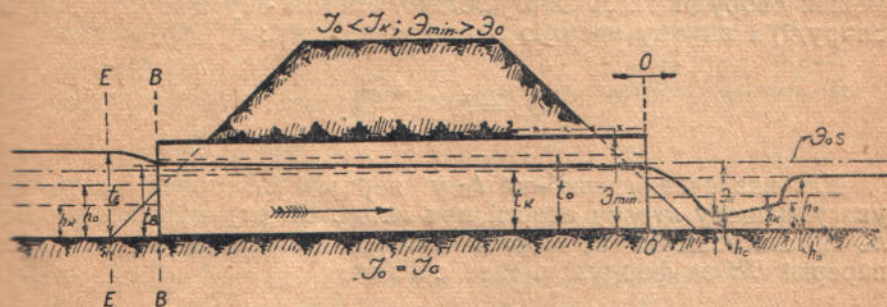


Рис. 4

$h_0 > h_k$. Спад споруди t_c приймаємо рівним спадові дна водотоки I_0 .

У відкритому руслі витрата Q не може протікати з меншою від z_{min} кількістю питомої енергії, і вплив споруди в тихих течіях не поширюється вниз за водою, через це за величинами z_{min} у споруді і z_0 водотоки легше встановити вихідний переріз.

І випадок. $z_{min} > z_0$ при $h_0 > h_k$.

Вихідним перерізом буде переріз OO (рис. 4), в якому встановиться t_k .

У споруді відбуваються додаткові втрати енергії — по довжині через збільшення швидкості та місцева втрата при вході, — тому енергія вгору проти течії (до перерізу BB) повинна бути більша z_{min} . Разом і з збільшенням енергії для тихої течії зростає і глибина, отже вгору від перерізу OO глибина буде більша t_k .

Побудувати профіль вільного рівня в межах споруди найпростіше способом наближеного інтегрування, взявши за вихідне рівняння:

$$l = \frac{\Delta t + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_2^2} - \frac{1}{F_1^2} \right)}{I_c - \frac{Q^2}{F_m^2 C_m^2 R_m}} \quad (30)$$

як для правильного призматичного русла. У рівнянні (30):

l — довжина між перерізами з глибинами t_1 і t_2 ,

F_1 — площа живого перерізу, що відповідає глибині t_1 .

F_2 — площа живого перерізу, що відповідає глибині t_2 ,

$\Delta t = t_2 - t_1$ — приріст глибини між перерізами з глибинами t_2 і t_1 ,

I_c — спад дна споруди,

F_m, C_m і R_m — середні значення величини площі живого перерізу, коефіцієнта Шезі та гідравлічного радіуса на ділянці між перерізами з глибинами t_2 і t_1 . Побудова кривої спадання в межах споруди дасть змогу встановити глибину в перерізі BB (в споруді) і питому енергію в цьому перерізі:

$$\mathcal{E}_B = t_B + \frac{\alpha Q^2}{2g F_B^2}.$$

Для визначення глибини t_E у перерізі EE треба взяти на увагу місцеву втрату енергії при вході. Висоту місцевої втрати h_w можна вважати пропорційною до висоти швидкості в перерізі BB за формулою Вейсбаха:

$$h_w = \xi \frac{v_B^2}{2g} \quad (31)$$

Для напірного руху коефіцієнт ξ при гострій вхідній крайці труби дорівнює приблизно 0,5, при умові, що стискання відбувається по всьому периметру труби. Для розглядуваного випадку коефіцієнт ξ , очевидно, матиме менше значення — при вході немає стиску знизу.

Числове значення ξ можна подати через коефіцієнт швидкості φ , який для труб, що виступають з насипу, приймають приблизно 0,85. Тоді наближене значення ξ одержимо:

$$\xi = \frac{1 - \varphi^2}{\varphi^2} = \frac{1 - 0,85^2}{0,85^2} \cong 0,40$$

Точніше значення ξ можна дати лише на підставі лабораторних досліджень.

Отже, коли взято на увагу висоту місцевої втрати при вході, то для перерізу EE питома енергія перерізу буде:

$$\mathcal{E}_E = \mathcal{E}_B + h_w = t_E + \frac{\alpha Q^2}{2gF_E^2},$$

звідки вже можна визначити шукану глибину t_E .

Вверх від перерізу EE утвориться крива підпору в першій зоні спокійної водотоки; її можна будувати, залежно від форми перерізу русла, способом Бреса, Бахметева та ін.

Тут треба відзначити, що через стискання при вході критична глибина може встановитись у переріз BB аналогічно до того, як це буває на переливі з широким порогом¹.

Униз від споруди (нижче перерізу OO) при $\mathcal{E}_{min} > \mathcal{E}_0$ водотока повинна витратити зайву енергію: $\Delta\mathcal{E} = \mathcal{E}_{min} - \mathcal{E}_0$.

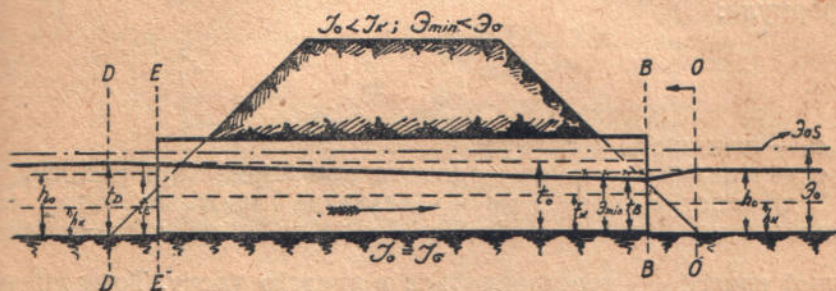


Рис 5

Втрата буває в наслідок утворення вихорів (вальців з вертикальною віссю) при виході з споруди та через перехід на порівняно короткій ділянці за спорудою до бурхливої течії, в якій при збільшенні швидкостей зростають втрати на тертя.

В міру того, як буде втрачатись енергія в бурхливій течії, збільшуватиметься вниз за водою і глибина, і коли досягне значення h'_0 , взаємного з h_0 , утвориться водяний стрибок, за яким уже водотока протікатиме з нормальною глибиною h_0 .

Побудовою кривої підпору в третій зоні спокійної водотоки між перерізами з глибиною h'_0 , взаємною до h_0 та h_c у стисненому перерізі за спорудою, визначаємо місце початку стрибка. Величини місцевої втрати, тому що вона на глибини в споруді не впливає, тут можна практично не враховувати.

Через місцеву втрату при виході довжина кривої підпору в третій зоні буде менша від величини, одержаної розрахунком, отже, початок стрибка буде ближче до споруди.

II випадок. $\mathcal{E}_{min} < \mathcal{E}_0$ при $h_0 > h_c$.

Вихідним перерізом буде переріз OO в руслі водотоки, де встановиться нормальна глибина h_0 (рис. 5). Не беручи до уваги

¹ Див. проф. Г. Й. Сухомел, До теорії перелива з широким порогом.

втрата на ділянці між перерізами OO і BB , як вихідною крайкою споруди, глибину в споруді наближено можна визначити з рівності питомої енергії: $\mathcal{E}_0 \cong \mathcal{E}_B = t_B + \frac{\alpha Q^2}{2gF_B^2}$.

Але очевидно, що величина місцевої втрати h_w при виході вплине на глибину в перерізі BB , а тим самим і на глибини в споруді вгору від перерізу BB та на висоту підпору перед спорудою. Експериментальних даних, за якими можна було б обчислити величину місцевої втрати при виході з споруди у відкритих водотоках, немає, тому врахувати висоту h_w можна лише грубо наближено. Коли \mathcal{E}_0 водотоки більше \mathcal{E}_{min} в споруді, то практично можна вважати, що глибини при вході з споруд і в руслі водотоки однакові. Отже, тим самим можна приймати, що при виході немає переходу кінетичної енергії в енергію тиску. А тоді висоту місцевої втрати при виході можна визначити з формули:

$$h_w = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}, \quad (32)$$

де v_1 — швидкість у споруді,

v_0 — швидкість у руслі водотоки при нормальній глибині.

В дійсності в споруді маємо незначне зниження рівня порівняно з нормальною глибиною водотоки, отже, частина кінетичної енергії $\frac{v_1^2}{2g}$ перетворюється в енергію тиску. Тому дійсна висота місцевої втрати при виході h'_w буде трохи менша за величину h_w , яку обчислюємо за формулою (32).

Для побудови профіля вільного рівня в споруді на зниження рівня в перерізі BB практично можна не зважати. При глибині в споруді $t_B \cong h_0$ водотоки швидкість у споруді $v_a > v_0$ водотоки.

Внаслідок збільшення швидкості в споруді втрати на тертя зростають, тому при вході до споруди в перерізі EE енергія $\mathcal{E}_E > \mathcal{E}_B$, отже і глибина вгору проти течії зростатиме. Глибину t_E можна знайти побудовою кривої профіля вільного рівня в споруді способом наближеного інтегрування за формулою (30). Далі за глибиною t_E можна обчислити \mathcal{E}_E , а за питомою енергією \mathcal{E}_E , взявши до уваги висоту місцевої втрати h_w , визначити глибину t_D перед спорудою з рівняння:

$$\mathcal{E}_D = \mathcal{E}_E + h_w = t_D + \frac{\alpha Q^2}{2gF_D^2}$$

Криву підпору перед спорудою можна будувати тими самими способами, як і для першого випадку.

Профіль вільного рівня в бурхливій водоточі ($h_k > h_0$) в межах споруди та на ділянці водотоки в сфері впливу споруди

буде зовсім інший, ніж для спокійної водотоки. В бурхливій, як і в спокійній водоточі, залежно від співвідношення \mathcal{E}_{min} у споруді і \mathcal{E}_0 водотоки можливі два випадки профіля вільного рівня. Розглядатимемо профіль вільного рівня, коли спад дна споруди $I_c = I_0$.

І випадок. $\mathcal{E}_{min} > \mathcal{E}_0$ при $h_k > h_0$.

Водотока у відкритому руслі не може протікати з меншою кількістю енергії, ніж \mathcal{E}_{min} , тому вихідним перерізом буде такий переріз, де встановиться \mathcal{E}_{min} з відповідним значенням t_k . Вплив споруди в бурхливій течії поширюється лише вниз за водою, тому вихідний переріз OO з t_k і \mathcal{E}_{min} установеється на початку вузької частини споруди (рис. 6).

В бурхливій течії $t_k > t_0$, тому в споруді швидкості будуть менші нормальних, а значить $I_r = \frac{v^2}{C^2 R} < I_c$ отже, енергія вниз

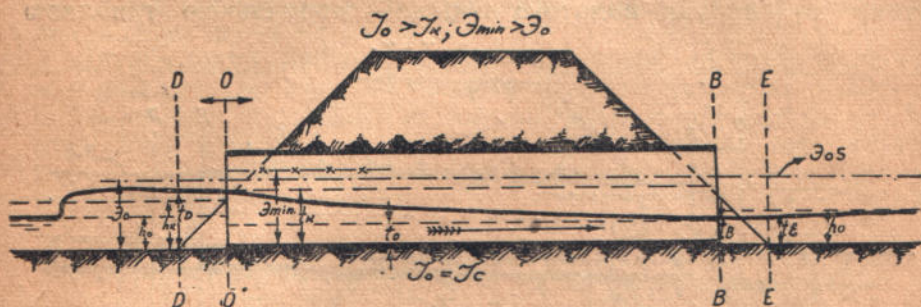


Рис. 6

за водою збільшуватиметься, а разом з тим буде зменшуватися і глибина. Глибину t_B в перерізі BB можна знайти через побудову кривої спадання способом наближеного інтегрування. За глибиною t_B обчислюємо енергію \mathcal{E}_B , а далі з рівності питомої енергії і глибину t_E в перерізі EE :

$$\mathcal{E}_B \cong \mathcal{E}_E = t_E + \frac{\alpha Q^2}{2gF_E^2}$$

Місцевої втрати при виході до уваги можна не брати з тих міркувань, що за рахунок місцевої втрати глибина t'_E буде трохи більша, ніж t_E , яку визначимо з рівності $\mathcal{E}_B = \mathcal{E}_E$. Проте збільшення глибини по виході не вплине на умови протікання в споруді. Крім того, із зменшенням швидкості за спорудою в зв'язку з збільшенням глибини буде зменшуватись розмивання русла за спорудою.

Глибина t_E буде очевидно меншою за h_0 водотоки, тому вниз від споруди утвориться крива підпору в третій зоні бурхливої водотоки, побудувати яку можна способом Бреса або проф. Бахметева і ін.

Вгору від перерізу OO , щоб пройти в споруді через значення t_k з \mathcal{E}_{min} , — водотока запасатиме енергію.

Перед спорудою утвориться крива підпору в першій зоні бурхливої водотоки, що почнеться водяним стрибком. Глибину перед спорудою можна знайти, скориставшись рівнянням питомої енергії в перерізі OO і взявши до уваги висоту місцевої втрати:

$$\mathcal{E}_D = \mathcal{E}_{min} + h_w = t_D + \frac{\alpha Q^2}{2gF_D^2}.$$

Побудувати криву підпору в першій зоні перед спорудою можна тими самими способами, як і криву підпору в третій зоні за спорудою, з тією лише відмінню, що змінна глибина перед спорудою буде наближатись не до h_0 водотоки, а почнеться з глибини h'_0 взаємної до h_0 .

II випадок. $\mathcal{E}_{min} < \mathcal{E}_0$ при $h_k > h_0$.

Вплив споруди в бурхливій течії поширюється лише за водою, тому до споруди водотока підійде з нормальною глибиною

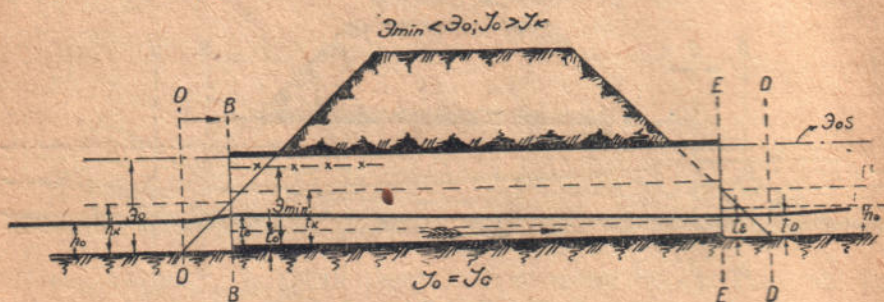


Рис. 7

(переріз OO , рис. 7) та нормальною питомою енергією \mathcal{E}_0 . Глибину t_B в перерізі BB можна обчислити з рівності питомої енергії в перерізах OO та BB , врахувавши втрату при виході.

$$\mathcal{E}_0 - h_w \cong \mathcal{E}_B = t^B + \frac{\alpha Q^2}{2gF_B^2}.$$

Глибина в споруді t_B буде очевидно більша h_0 , бо енергія \mathcal{E}_B менше від \mathcal{E}_0 , крім того, тут ще позначатиметься вплив стискування спорудою. Вниз за водою в наслідок зменшення швидкості проти нормальної зменшується тертя, тому енергія зростає, а разом з тим зменшується глибина. Профіль вільного рівня на довжині між перерізами BB і EE можна побудувати за формулою (30), а тим самим і визначити глибину t_E . За відомою глибиною t_E обчислюємо питому енергію \mathcal{E}_E , а далі, порівнявши \mathcal{E}_E до енергії в перерізі DD , можна обчислити для цього перерізу і глибину:

$$\mathcal{E}_E \cong \mathcal{E}_D = t_D + \frac{\alpha Q^2}{2gF_D^2}.$$

В дійсності при виході буде місцева втрата, отже $\mathcal{E}_D = \mathcal{E}_E - h_w$. В наслідок цього глибина за спорудою t'_D буде більша t_D , що

В обчислено, користуючись рівністю $\mathcal{E}_E \cong \mathcal{E}_D$, але менша h_0 водотоки. Збільшення глибини за спорудою до величини $t'_D < h_0$ не відбувається на глибинах у споруді, а дає лише зменшення швидкості, в зв'язку з чим зменшується розмив русла, тому висоту місцевої втрати при виході практично можна не враховувати.

Вниз від перерізу DD утворюється крива підпору в третій зоні бурхливої водотоки — на цій ділянці водотока втрачатиме запасену в споруді енергію. Як будувати цю криву, вже згадувалось при розгляді подовжнього профіля вільного рівня в першому випадку ($\mathcal{E}_{min} > \mathcal{E}_0$) бурхливої водотоки.

Чотири випадки подовжнього профіля вільного рівня в споруді та у водотоці на ділянці впливу споруди можливі лише тоді, коли характер водотоки по довжині не змінюється, тобто течія при рівномірному русі спокійна або бурхлива буде і в природному руслі і в споруді.

Досить часто, проте (у яровій і шляховій практиці особливо), можливі такі випадки, коли в природному руслі, навіть і при великому спаді, через велику шерехатість дна і стінок водотока буде спокійна, але в споруді, в наслідок зменшення шерехатості, при тому самому спаді споруди, що і природного русла, течія буде бурхлива.

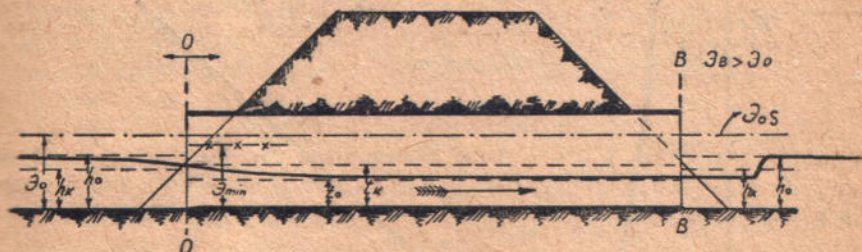


Рис. 8

Вихідним перерізом тоді буде переріз OO (рис. 8) на початку споруди з глибиною t_k . Вгору від перерізу OO утвориться крива спадання в другій зоні спокійної водотоки. Цю криву можна побудувати згадуваними вже способами Бреса, Бахметева й ін. У споруді вниз від перерізу OO утвориться крива спадання в другій зоні бурхливої водотоки, — її найпростіше побудувати за формулою (30). Перехід до нормальної глибини за спорудою буде пов'язаний з переходом через t_k , отже цей перехід відбудеться стрибком. Хай \mathcal{E}_B — питома енергія перерізу BB (в кривій спадання). Якщо $\mathcal{E}_B > \mathcal{E}_0$, то стрибок утвориться нижче споруди (рис. 8).

При умові, що $\mathcal{E}_B < \mathcal{E}_0$ (\mathcal{E}_B — питома енергія в кривій спадання), стрибок утвориться в споруді, а від стрибка вниз буде крива підпору в першій зоні бурхливої водотоки (рис. 9).

Крива підпору закінчиться h_0 водотоки в перерізі BB .

У розглядуваних випадках побудови профіля вільного рівня в порудах круглого поперечного перерізу дуже часто доводиться визначати глибину за відомою величиною питомої енергії і знаходити значення питомої енергії за відомою глибиною. Визна-

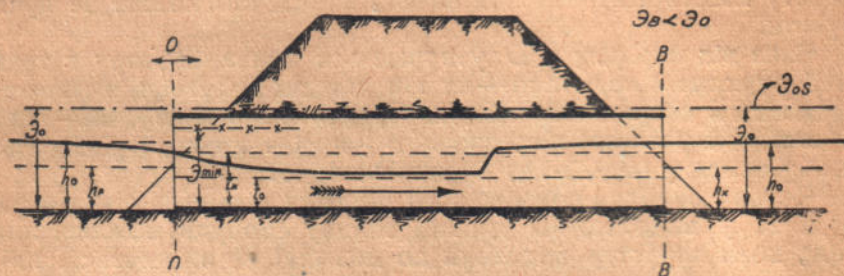


Рис. 9

чали одну з цих величин, коли відома друга, переважно аналітичним розв'язанням рівняння:

$$\mathcal{E}_{x \pm 1} + h \cong \mathcal{E}_x + \frac{\alpha Q^2}{2gF_x^2}$$

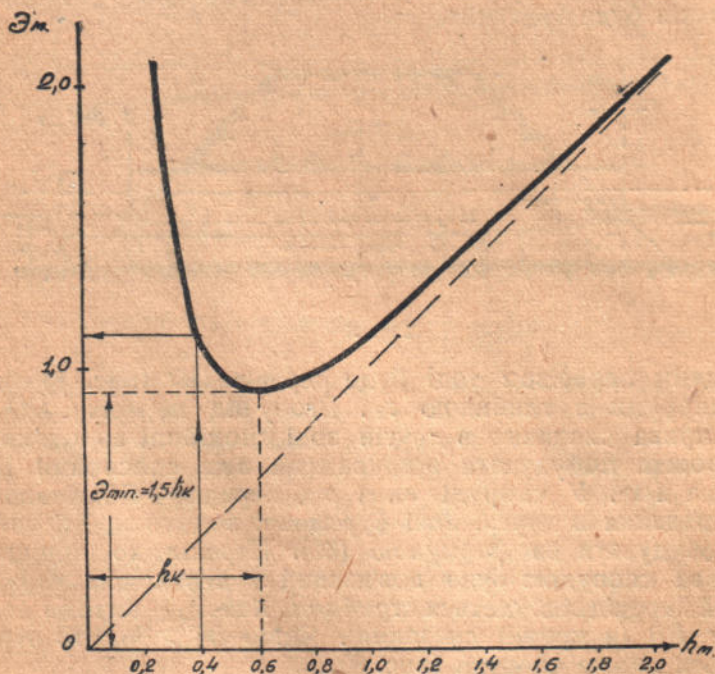


Рис. 10

У практичних розрахунках зручніше буває аналітичне розв'язання замінити графічним. Для цього треба лише побудувати

графіки питомої енергії перерізу для водотоки (графік $\mathcal{E}h$, рис. 10) і для споруди (графік $\mathcal{E}t$, рис. 11).

Поданий на рис. 10 графік $\mathcal{E}h$ побудований для русла прямокутного перерізу при $q = 1,5 \text{ м}^3/\text{м.сек.}$

Поруч графік $\mathcal{E}t$ для круглого перерізу при $d = 1,0 \text{ м}$ і $Q = 1,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Користуючись графіками $\mathcal{E}h$ та $\mathcal{E}t$, треба мати на увазі, що h_k водотоки і t_k в споруді є величини неоднакові, а тому і \mathcal{E}_{min} для споруди має значення, відмінне від значення \mathcal{E}_{min} для водотоки.

Для водотоки: $\mathcal{E}'_{min} = \frac{3}{2} h_k$ (русло прямокутне),

для споруди: $\mathcal{E}_{min} = t + T_k \frac{Q^2}{d^4}$.

Хай водотока в нормальних умовах при $q = 1,5 \text{ м}^3/\text{м.сек.}$ протікає з глибиною $h_0 = 0,40 \text{ м}$. З графіка $\mathcal{E}h$ глибини $h_0 = 0,40 \text{ м}$ відповідає $\mathcal{E}_0 = 1,12 \text{ м}$. (рис. 10).

$$h_k = 0,61 \text{ м.}$$

$h_k > h_0$ — течія бурхлива, тому вплив споруди не поширюється проти течії.

В споруді з графіка $\mathcal{E}t$ (рис. 11) $\mathcal{E}_{min} = 1,03 \text{ м}$;

$\mathcal{E}_0 > \mathcal{E}_{min}$. Отже, коли б не зважати на втрати енергії при вході, то вихідний переріз треба було б прийняти в перерізі OO перед спорудою (рис. 7) з глибиною h_0 і енергією \mathcal{E}_0 . Обчислимо втрату енергії h_w при вході, прийнявши в першому наближенні швидкість при вході v'_E за глибиною t'_B , визначеною в рівності:

$$\mathcal{E}_0 \cong \mathcal{E}_B = t'_B + \frac{aQ^2}{2gF_B'^2}$$

З графіка $\mathcal{E}t$ (рис. 11) енергії $\mathcal{E}'_B = 1,12 \text{ м}$ в бурхливій течії відповідає глибина $t'_B = 0,54 \text{ м}$.

$$\text{Швидкість } v'_B = \frac{Q}{F'_B} = \frac{Q}{\tau F} = \frac{1,5}{0,554 \cdot 0,785} = 3,45 \text{ м/сек.}$$

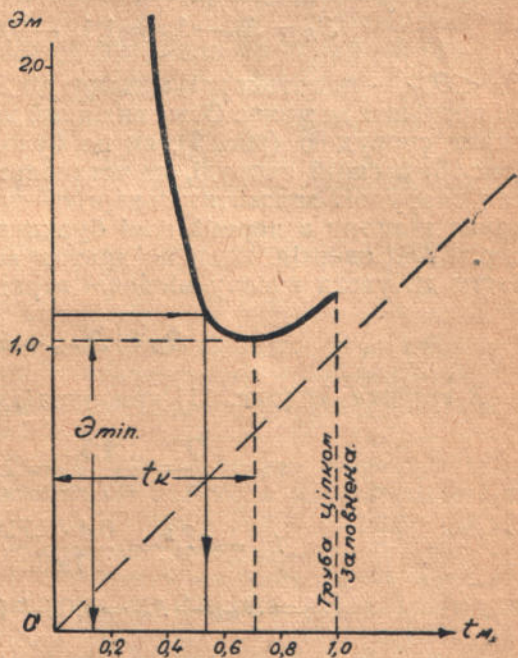


Рис. 11

Втрата при вході

$$h_w = \xi \frac{v_B^2}{2g}$$

Коли врахувати місцеву втрату h_w , то за прийнятим припущенням, що переріз OO за рис. 7 з нормальною глибиною h_0 і енергією \mathcal{E}_0 буде вихідний, одержимо для перерізу BB величину енергії:

$$\mathcal{E}_B = \mathcal{E}_0 - h_w = 1,12 - 0,243 = 0,877 \text{ м.}$$

$\mathcal{E}_B < \mathcal{E}_{min}$ — водотока ж із меншою від \mathcal{E}_{min} кількістю питомої енергії протікати не може. Отже вихідний переріз буде не переріз OO перед спорудою (рис. 7), як це було припущено, а переріз OO (рис. 6) в самій споруді, де встановиться t_k і \mathcal{E}_{min} . Водотока перед спорудою запасатиме енергію—вгору проти течії утвориться крива підпору в першій зоні бурхливої водотоки (рис. 6). В перерізі DD енергія, коли не враховувати втрати на тертя, а лише взяти до уваги висоту місцевої втрати, дорівнюватиме:

$$\mathcal{E}_D = \mathcal{E}_{min} + h_w.$$

З графіка $\mathcal{E}t$ (рис. 11) критична глибина $t_k = 0,71 \text{ м}$,

$$v_k = \frac{Q}{F_k} = \frac{1,5}{10,553} = 2,71 \text{ м/сек.},$$

$$h_w = \xi \frac{v_k^2}{2g} = \frac{0,4 \cdot 2,71^2}{19,62} = 0,15 \text{ м.}$$

$$\mathcal{E}_D = \mathcal{E}_{min} + h_w = 1,03 + 0,15 = 1,18 \text{ м.}$$

За $\mathcal{E}_D = 1,18 \text{ м}$ з графіка $\mathcal{E}h$ (рис. 10) знаходимо глибину перед спорудою (в перерізі DD).

$h_D = 1,09 \text{ м}$. Вгору від перерізу DD будемо криву підпору в першій зоні бурхливої водотоки.

Вниз від перерізу OO глибина зменшується. Профіль у межах споруди будемо способом наближеного інтегрування. За визначеною з формули (30) глибиною t_B в перерізі BB можна з графіка $\mathcal{E}t$ знайти енергію \mathcal{E}_B в споруді. Глибина за спорудою не впливає на умови протікання в споруді, тому можемо практично не враховувати місцевої втрати при виході.

З рівності $\mathcal{E}_B \cong \mathcal{E}_E$ за графіком $\mathcal{E}h$ для русла водотоки можна визначити глибину h_E в перерізі EE .

Користуючись графіками $\mathcal{E}t$ і $\mathcal{E}h$ для визначання глибини за відомою енергією, треба зважати на те, що одній величині енергії відповідає дві глибини — одна в бурхливій і друга — в спокійній течіях. Визначити, яка сама глибина з двох можливих встановиться при відомій \mathcal{E} , можна лише тоді, коли керуватися

таким принципом: водотока може запасати енергію тільки при збільшеній глибині, а втрачати — лише при зменшеній глибині¹.

Для розглядуваного випадку за відомою \mathcal{E}_E треба брати глибину, що відповідає бурхливій течії (водотока повинна за спорудою витратити запасену енергію).

Поданий стислий розгляд деяких, найбільш можливих, профілів вільного рівня вздовж водотоки дає змогу намітити шлях розрахунку споруд круглого поперечного перерізу.

За відомі (задані) вихідні дані вважаємо витрату Q , нормальну глибину водотоки h_0 , швидкість v_0 і спад дна водотоки I_0 .

Крім того, відома допустима максимальна величина відносного заповнення η , що її приймаємо за технічними вимогами відповідно до призначення споруди.

Величина Q і форма поперечного перерізу водотоки дають змогу визначати h_k водотоки і характер течії — спокійна чи бурхлива вона. Так само за h_0 і v_0 і можна визначати \mathcal{E}_0 водотоки.

З формули (10) обчислюємо:

$$K_0 = \frac{Q}{\alpha \sqrt{I_0}},$$

величину α беремо з таблиці 2 відповідно до прийнятого η .

Спад дна споруди I_c приймаємо рівним спадові дна водотоки I_0 .

За K_0 в таблиці 3 знаходимо діаметр труби. Користуючись таблицею, треба мати на увазі, що величина K_0 залежить від коефіцієнта шерехатості n , отже K_0 треба брати з графі під n , що відповідає шерехатості стінок матеріалу споруди.

Так само, користуючись таблицею модулів, треба мати на увазі, що необхідно брати діаметр відповідно до існуючих стандартів.

Коли в таблиці немає потрібного K_0 , беремо ближче табличне значення модуля і відповідне йому значення діаметра, але потім уточнюємо, користуючись формулою (10), або спад споруди I_c або заповнення η . Уточнене значення η і буде відносним заповненням η_0 при рівномірному русі, за величиною якого мож-
на знайти $t_0 = \eta_0 d$.

За заданим Q і прийнятим d , користуючись номограмою (графік у кінці статті) або рівнянням (23) та таблицею 4, знаходимо критичне заповнення, а далі критичну глибину $t_k = \eta_k d$ та \mathcal{E}_{min} у споруді за рівнянням (26).

З величинами t_k і t_0 в споруді з'ясовуємо характер течії — бурхлива вона чи спокійна, а за співвідношенням \mathcal{E}_{min} у споруді і \mathcal{E}_0 водотоки — тип профіля вільного рівня в споруді та на ділянці впливу споруди.

¹ Див. цитован у вище працю: проф. Г. Й. Сухомел, Нерівномірний рух течія у відкритих водотоках з місцевими плавкими відхилами від призматичної форми.

Коли форма профіля недопустима при заданих умовах, то, йдучи тим самим шляхом, але змінюючи I_c , а разом і η_0 , що залежить від I_k або d , зміна якого теж спричиняє зміні η_0 , можна звести форму профіля вільного рівня до форми, допустимої при заданих умовах.

Наведемо наприкінці числові приклади розрахунку штучних споруд круглого поперечного перерізу.

І приклад.

Задано: $Q = 2,30 \text{ м}^3/\text{сек}$; $I_0 = 0,003 > I_k$;

$h_0 = 0,70 \text{ м}$; $v_0 = 0,90 \text{ м/сек}$;

$n = 0,030$.

Розрахувати бетонну трубу круглого поперечного перерізу, щоб заповнення $\eta < 0,75$. Довжина труби $L = 12,0 \text{ м}$.

Розв'язання: 3 рівняння (10)

$$K_0 = \frac{Q}{\alpha \sqrt{I_c}} = \frac{2,30}{0,927 \cdot 0,055} = 45,2 \text{ м}^3/\text{сек}$$

$\alpha = 0,927$ з таблиці 2 при $\eta = 0,75$.

З таблиці 3 знаходимо, що $K_0 = 45,2 \text{ м}^3/\text{сек}$ при $n = 0,013$ (бетон) відповідає найближче значення $d = 1,30 \text{ м}$, або таку саму приблизно величину модуля витрати дадуть дві труби $d = 1,0 \text{ м}$.

Візьмемо дві стандартні труби

$d = 1,00 \text{ м}$ з $K_0' = 23,97 \text{ м}^3/\text{сек}$ кожна

($2 K_0' = 47,94 \text{ м}^3/\text{сек}$).

Уточняємо заповнення при рівномірному русі в трубі при $d = 1,0 \text{ м}$ (витрата тепер на одну трубу буде $Q' = \frac{Q}{2} = 1,15 \text{ м}^3/\text{сек}$):

$$\alpha_0 = \frac{Q'}{K_0' \sqrt{I_c}} = \frac{1,15}{23,97 \cdot 0,055} = 0,872;$$

з таблиці 2 величині $\alpha_0 = 0,872$ відповідає $\eta_0 = 0,71$; швидкість у споруді:

$$v = \beta S_0 \sqrt{I_c} = 1,14 \cdot 30,5 \cdot 0,055 = 1,91 \text{ м/сек},$$

$$t_0 = \eta_0 d = 0,71 \text{ м}.$$

Критичну глибину в споруді знайдено через N_k :

$$N_k = \frac{Q^2}{d^5} = 1,32;$$

$N_k = 1,32$ відповідає $\eta_k = 0,62$ з таблиці 4;

$$t_k = \eta_k d = 0,62 \text{ м}.$$

$$E_{min} = t_k + T \frac{Q^2}{d^4} = 0,62 + 0,19 \cdot 1,32 = 0,87 \text{ м}.$$

T_k взято з таблиці 4.

$$\mathcal{E}_0 = h_0 + \frac{\alpha v_0^2}{2q} = 0,70 + \frac{0,90^2}{19,62} = 0,74 \text{ м.}$$

$\mathcal{E}_{min} > \mathcal{E}_0$ — профіль вільного рівня в споруді і вздовж водотоку установиться за рис. 4; вихідний переріз буде в кінці споруди, де встановиться t_k і \mathcal{E}_{min} .

Побудуємо ще для прикладу профіль вільного рівня в споруді вище вихідного перерізу. Глибина в споруді проти течії збільшуватиметься.

Довжина споруди невелика, тому беремо і незначне збільшення глибини. Обчислюємо всі величини, потрібні для рівняння (30).

Глибина в кінці споруди (вихідний переріз) відома:

$$t_2 = t_k = 0,62 \text{ м.}$$

Беремо $t_1 = 0,65 \text{ м}$,

$$\Delta t = t_2 - t_1 = -0,03 \text{ м,}$$

$$F_1 = \tau_1 F = 0,69 \cdot 0,785 = 0,542 \text{ м}^2; \quad \frac{1}{F_1^2} = 3,401;$$

$$F_2 = \tau_2 F = 0,65 \cdot 0,785 = 0,511 \text{ м}^2; \quad \frac{1}{F_2^2} = 3,831;$$

$$R_1 = \sigma_1 R = 1,13 \cdot 0,25 = 0,282 \text{ м;}$$

$$R_2 = \sigma_2 R = 1,15 \cdot 0,25 = 0,287 \text{ м.}$$

Величини τ і σ взято з таблиці 2 за відносним заповненням η , що відповідає глибинам t_1 і t_2 .

$$R_m = 0,285 \text{ м; } C_m = 62,4; (C_m^2 = 3894).$$

$$F_m = 0,527 \text{ м}^2; F_m^2 = 0,278.$$

Підставивши числові величини в рівняння (30), одержимо віддаль l між двома перерізами з глибинами t_1 і t_2 , а саме:

$$l = \frac{-0,03 + \frac{1,15^2}{19,61} (3,831 - 3,401)}{0,003 - \frac{1,15^2}{0,278 \cdot 3894 \cdot 0,285}} = 8,56 \text{ м.}$$

Отже віддаль між перерізами з глибинами t_1 і t_2 менша довжини споруди $L = 12,0 \text{ м}$. Графічною екстраполяцією знаходимо глибину на початку споруди $t_B \cong 0,67 \text{ м}$.

Енергія в перерізі BB :

$$\mathcal{E}_B = t_B + \frac{\alpha Q_1^2}{2gF_B^2} = 0,67 + \frac{1,15^2}{19,62 \cdot 0,557^2} = 0,887 \text{ м.}$$

$F_B = \tau_B F = 0,71 \cdot 0,785 = 0,557 \text{ м}^2$; (τ_B взято з таблиці 2 при $\eta_B = 0,67$).

Енергія в перерізі EE ;

$$\mathcal{E}_E = \mathcal{E}_B + h_w = \mathcal{E}_B + \xi \frac{v_B^2}{2g} = 0,887 + 0,4 \cdot \frac{1,15^2}{19,62 \cdot 0,557^2} = 0,97 \text{ м.}$$

За \mathcal{E}_E можна вже знайти і глибину h_E перед спорудою, а далі й будувати профіль вільного рівня вище споруди (криву підпору в першій зоні спокійної водотоки).

II приклад.

Задано: $Q = 3,30 \text{ м}^3/\text{сек}$; $I_0 = 0,008 > I_k$;

$$v = 3,20 \text{ м/сек}; h_0 = 0,40 \text{ м}; b_0 = 2,6 \text{ м.}$$

Розрахувати залізобетонну трубу круглого поперечного перерізу. Висота споруди $H < 1,60 \text{ м}$ (включаючи й товщину стінок; рівень води в споруді має бути нижче крайки споруди не менш як на $0,20 \text{ м}$ ($x \geq 0,20 \text{ м}$)).

Довжина труби $L = 14,0 \text{ м}$,

$$n = 0,012 \text{ (дуже чисте бетонування).}$$

Розв'язання: Прийемо заповнення $\eta = 0,80$ з тих міркувань, що діаметр споруди повинен бути близький до $1,0 \text{ м}$, а $x \geq 0,20 \text{ м}$. Тоді $\alpha = 0,994$.

$$K_0 = \frac{Q}{\alpha \sqrt{I_c}} = \frac{3,30}{0,994 \cdot 0,0894} = 37,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Труба $d = 1,25 \text{ м}$ має $K_{01} = 47,09 \text{ м}^3/\text{сек}$ (при $n = 0,012$).

Перевіряємо заповнення, що відповідає рівномірному рухові.

$$\alpha_0 = \frac{Q}{K_0 \sqrt{I_c}} = \frac{3,20}{47,09 \cdot 0,0894} = 0,783;$$

$$\eta_0 = 0,66; \text{ швидкість } v_0 = \beta_0 S_{01} \sqrt{I_c} = 1,11 \cdot 38,37 \cdot 0,0894 = 3,81 \text{ м/сек}$$

$$t_0 = \eta_0 d = 0,66 \cdot 1,25 = 0,82 \text{ м}$$

$$N_k = \frac{Q^2}{d^5} = \frac{3,20^2}{1,25} = 3,58.$$

$$\eta_k = 0,79; t_k = 0,79 \cdot 1,25 = 0,99 \text{ м.}$$

Течія в споруді бурхлива.

$$\mathcal{E}_{\min} = t_k + T_k \frac{Q^2}{d^4} = 0,99 + 0,115 \cdot \frac{10,89}{2,43} = 1,51 \text{ м.}$$

$$\mathcal{E}_0 = h_0 + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = 0,40 + 0,52 = 0,92 \text{ м.}$$

$\mathcal{E}_{\min} > \mathcal{E}_0$ — отже в споруді на початку встановиться t_k — профіль вільного рівня в споруді і водоточі матиме форму за рис. 6. Тоді найнебезпечнішим щодо заповнення перерізом труби буде переріз OO при вході до труби з глибиною t_k .

Віддаль від вільного рівня до крайки споруди буде:

$$x_1 = d - t_k = 1,25 - 0,99 = 0,26 \text{ м} > x.$$

Розміри споруди ($d = 1,25 \text{ м}$) теж задовольняють поставлену умову. Отже, тепер можна будувати профіль вільного рівня вздовж споруди та водотоки.

Таблиця 1
величин $\frac{\pi d^2}{4}$ для обчислення площі живого перерізу круглих труб

d	00	05	10	15	20	25	30	35	40	45
1	7 854	8 659	9 503	10 387	11 310	12 272	13 273	14 314	15 394	16 513
2	31 416	33 006	34 636	36 305	38 013	39 760	41 548	43 374	45 239	47 144
3	70 686	73 062	75 477	77 931	80 425	82 958	85 530	88 141	90 792	93 482
4	125 664	128 825	132 025	135 265	138 544	141 863	145 220	148 617	152 053	155 528
5	196 350	200 296	204 282	208 307	212 372	216 475	220 618	224 801	229 022	233 283
6	282 743	287 475	292 247	297 057	301 907	306 796	311 725	316 692	321 699	326 745
7	384 845	390 363	395 919	401 515	407 150	412 825	418 539	424 293	430 084	435 916
8	502 655	508 958	515 300	521 681	528 102	534 562	541 061	547 599	554 177	560 794
9	636 173	642 261	650 388	657 555	664 761	672 006	679 291	686 615	693 978	701 380
10	865 198	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Продовження таблиці 1

d	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
1	17 672	18 869	20 106	21 383	22 698	24 053	25 447	26 880	28 353	29 865
2	49 087	51 071	53 093	55 155	57 256	59 396	61 575	63 794	66 052	68 349
3	96 211	98 980	101 788	104 635	107 521	110 447	113 411	116 416	119 459	122 542
4	159 043	162 597	166 190	169 823	173 494	177 205	180 956	184 745	188 574	192 442
5	237 583	241 922	246 301	250 719	255 176	259 672	264 208	268 783	273 397	278 051
6	331 831	336 955	342 119	347 323	352 565	357 847	363 168	368 528	373 928	379 367
7	441 786	447 697	453 646	459 635	465 663	471 730	477 836	483 982	490 167	496 391
8	567 450	574 146	580 880	587 655	594 468	601 320	608 212	615 143	622 114	629 124
9	708 822	716 303	723 823	731 382	738 981	746 619	754 296	762 013	769 769	777 564

Таблиця 2

$$\tau = \frac{\varphi - \sin \varphi}{2\pi}; \quad \alpha = \frac{K_{\eta}}{K_0};$$

величин:

$$\sigma = 1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi}; \quad \beta = \frac{S_{\eta}}{S_0}$$

для обчислення площі живого перерізу F_{η} , гідравлічного радіуса R_{η} та модулів — витрати K_{η} і швидкості S_{η} залежно від заповнення

$$\eta = \frac{t}{d}, \text{ а саме: } F_{\eta} = \tau F; \quad R_{\eta} = \sigma R; \quad K_{\eta} = \alpha K_0; \quad S_{\eta} = \beta S_0$$

η	φ в градусах	φ в радіанах	τ	σ	α	β
0,05	51° 42'	0,902	0,01887	0,1303	0,004	0,184
0,10	73° 44'	1,287	0,05245	0,2540	0,017	0,333
0,15	91° 08'	1,591	0,09480	0,3714	0,043	0,457
0,20	106° 16'	1,855	0,1436	0,4824	0,080	0,565
0,25	120° 00'	2,094	0,1971	0,5865	0,129	0,661
0,30	132° 50'	2,318	0,2543	0,6837	0,188	0,748
0,35	145° 06'	2,533	0,3145	0,7741	0,256	0,821
0,40	156° 56'	2,739	0,3766	0,8570	0,332	0,889
0,45	168° 30'	2,941	0,4399	0,9322	0,414	0,948
0,50	180° 00'	3,142	0,5000	1,000	0,500	1,000
0,55	191° 28'	3,342	0,5681	1,0595	0,589	1,045
0,60	203° 04'	3,544	0,6316	1,1105	0,678	1,083
0,65	214° 54'	3,751	0,6937	1,1526	0,766	1,113
0,70	227° 10'	3,965	0,7539	1,1857	0,850	1,137
0,75	240° 00'	4,189	0,8111	1,2067	0,927	1,152
0,80	253° 44'	4,429	0,8647	1,2168	0,994	1,159
0,85	268° 52'	4,693	0,9134	1,2131	1,048	1,157
0,90	286° 16'	4,996	0,9558	1,1921	1,082	1,142
0,95	308° 18'	5,381	0,9894	1,1458	1,087	1,108
1,00	360° 00'	6,283	1,0000	1,0000	1,000	1,000

Таблиця 3

величин модулів витрати $K_0 = FC\sqrt{R}$ та модулів швидкості $S_0 = C\sqrt{R}$ для круглих труб при коефіцієнті шерехатості n від 0,017 до 0,010. Коефіцієнт Шезі C обчислено за формулою Манінга

n	0,010		0,011		0,012		0,013
	K_0 м ³ /сек	S_0 м/сек	K_0 м ³ /сек	S_0 м/сек	K_0 м ³ /сек	S_0 м/сек	K_0 м ³ /сек
0,50	4,909	25,00	4,463	22,72	4,091	20,83	3,776
0,60	7,981	28,23	7,255	25,66	6,651	23,52	6,139
0,70	12,04	31,28	10,94	28,44	10,03	26,07	9,260
0,75	14,63	33,11	13,16	29,78	12,06	27,30	11,13
0,80	17,19	34,20	15,63	31,09	14,32	28,50	13,22
0,90	23,53	36,99	21,39	33,08	19,61	30,82	18,10
1,00	31,17	39,69	28,34	36,08	25,97	33,07	23,97
1,10	39,28	41,34	35,71	37,58	32,73	34,45	30,22
1,20	50,70	44,83	46,09	40,75	42,25	37,36	39,00
1,25	56,51	46,05	51,38	41,86	47,09	38,37	43,47
1,30	62,75	47,27	57,04	42,97	52,29	39,39	48,26
1,40	76,48	49,68	69,53	45,17	63,73	41,40	58,83
1,50	91,91	52,01	83,56	47,28	76,59	43,34	70,70
1,60	109,2	54,31	99,27	49,37	91,00	45,26	84,00
1,70	128,3	56,53	116,6	51,39	106,9	47,11	98,70
1,75	138,6	57,63	126,0	52,39	115,5	48,02	106,6
1,80	149,5	58,75	135,9	53,41	124,6	48,95	115,0
1,90	172,6	60,88	156,9	55,34	143,8	50,73	132,8
2,00	198,0	63,02	180,0	57,30	165,0	52,52	152,3

Продовження таблиці 3

0,013	0,014		0,015		0,017		n
S_0 м/сек	K м ³ /сек	S_0 м/сек	K_0 м ³ /сек	S_0 м/сек	K_0 м ³ /сек	S_0 м/сек	d мм
19,23	3,507	17,86	3,273	16,66	2,887	14,70	0,50
21,72	5,701	20,17	5,321	18,82	4,694	16,60	0,60
24,06	8,599	22,35	8,025	20,86	7,081	18,40	0,70
25,20	10,34	23,40	9,649	21,84	8,513	19,27	0,75
26,30	12,28	24,43	11,46	22,80	10,11	20,12	0,80
28,45	16,81	26,42	15,69	24,66	13,84	21,76	0,90
30,53	22,26	28,35	20,78	26,46	18,34	23,35	1,00
31,80	28,06	28,35	26,19	27,56	23,10	24,31	1,10
34,48	36,22	32,02	33,80	29,89	29,82	26,37	1,20
35,42	40,37	32,89	37,68	30,70	33,24	27,09	1,25
36,36	44,82	33,77	41,83	31,52	36,90	27,80	1,30
38,22	54,63	35,49	50,99	33,12	44,99	29,23	1,40
40,01	65,66	37,15	61,28	34,67	54,07	30,60	1,50
41,78	78,01	38,80	72,81	36,21	64,23	31,95	1,60
43,48	91,65	40,38	85,54	37,69	75,46	33,25	1,70
44,33	99,02	41,17	92,41	38,42	81,53	33,90	1,75
45,19	106,8	41,97	99,67	39,17	87,93	34,55	1,80
46,82	123,3	43,48	115,1	40,59	101,5	35,81	1,90
48,48	141,4	45,02	132,0	42,02	116,5	37,07	2,00

Таблиця 4

$$M = \frac{(\varphi - \sin\varphi)^3}{\sin\frac{\varphi}{2}} \quad S = (\varphi - \sin\varphi)^2$$

величин:

$$N = \frac{(\varphi - \sin\varphi)^3}{52,27 \sin\frac{\varphi}{2}} \quad T = \frac{3,262}{(\varphi - \sin\varphi)^2}$$

η	φ в градусах	φ в радіанах	M	N	S	T
0,05	51° 42'	0,902	3,729 · 10 ³	71,34 · 10 ⁻⁶	0,01383	235,86
0,10	73° 44'	1,287	0,05822	1,114 · 10 ⁻³	0,1069	30,524
0,15	91° 08'	1,591	0,2888	5,525 · 10 ⁻³	0,3490	9,3467
0,20	106° 16'	1,855	0,8953	0,01713	0,8005	4,0750
0,25	120° 00'	2,094	2,140	0,04094	1,5090	2,1617
0,30	132° 50'	2,318	4,345	0,08312	2,513	1,2981
0,35	145° 06'	2,533	7,896	0,1511	3,843	0,8488
0,40	156° 56'	2,739	13,20	0,2525	5,509	0,5921
0,45	168° 30'	2,941	20,71	0,3962	7,516	0,4340
0,50	180° 00'	3,142	31,01	0,5933	9,870	0,3305
0,55	191° 28'	3,342	44,60	0,8532	12,54	0,2601
0,60	203° 04'	3,544	62,23	1,1905	15,49	0,2106
0,65	214° 54'	3,751	84,68	1,6200	18,69	0,1745
0,70	227° 10'	3,965	113,2	2,1656	22,07	0,1478
0,75	240° 00'	4,189	149,1	2,8524	25,55	0,1277
0,80	253° 44'	4,429	195,6	3,7420	29,04	0,1123
0,85	268° 52'	4,693	258,3	4,9415	32,40	0,1007
0,90	286° 16'	4,996	352,2	6,7379	35,48	0,09194
0,95	308° 18'	5,381	537,6	10,285	38,02	0,08580
0,96	313° 52'	5,478	608,0	11,632	38,43	0,08488
0,97	320° 06'	5,587	708,2	13,549	38,79	0,08409
0,98	327° 28'	5,715	873,0	16,701	39,10	0,08343
0,99	337° 02'	5,883	1239,6	23,715	39,35	0,08290
1,00	360° 00'	6,283	∞	∞	39,48	0,08262

ПРО РОЗРАХУНОК БАГАТОЛІТНЬОГО РЕГУЛЮВАННЯ СТОКУ

1. Про наявні пропозиції щодо розрахунків багатолітнього регулювання стоку

Як відомо, при розв'язанні завдань про багатолітнє регулювання стоку для випадків, коли немає даних гідрометричних спостережень, останніми роками в нас у Союзі дуже широко застосовують метод, розроблений інж. С. Н. Крицьким та інж. М. Ф. Менкелем¹. В 1934 р. була опублікована робота інж. Х. М. Поліна², де автор, розглядаючи метод інж. С. Н. Крицького й інж. М. Ф. Менкеля, вбачає в ньому неправильності, приходить до висновку про неможливість його практичного застосування і пропонує інший шлях розрахунків.

Але в критиці інж. Х. М. Поліна методу інж. С. Н. Крицького і інж. М. Ф. Менкеля є ряд принципіальних помилок; принципіально неправильними вважаємо і запропонований інж. Х. М. Поліним новий шлях розрахунків, який у своїй основі тільки повторює дефекти методу Крицького і Менкеля, а до того у весь хід розрахунків вносить нові умовності і необгрунтовані припущення³.

Треба одразу ж відзначити, що як метод Крицького і Менкеля, так і пропозиція інж. Поліна сформульовані й інтерпретовані їх авторами в такій формі, яка не досить ясно виявляє дійсну суть обох цих пропозицій. Саме цим ми можемо пояснити поширення зовсім без будьякої критики в практиці методу Крицького і Менкеля і до того в інтерпретації авторів, а також ніби очевидну на перший погляд перевагу над методом Крицького і Менкеля пропозиції інж. Х. М. Поліна.

¹ Инж. С. Н. Крицкий и инж. М. Ф. Менкель. Расчет многолетнего регулирования речного стока на основе теории вероятности. Труды ВИСУ, Гидротехнический сборник № 4, М.-Л., 1932.

² Инж. Х. М. Полін. К вопросу о расчете многолетнего регулирования речного стока, „Известия Научно-исследовательского института Гидротехники“, т. XII, Ленинград, 1934 р.

³ Наведене нижче дослідження опубліковано автором також російською мовою, див. журнал „Гидротехническое Строительство“, № 4, 1935 р. Москва.

2. Інтерпретація суті методу інж. С. Н. Крицького та інж. М. Ф. Менкеля і спрощення в розрахунках, що звідси випливають

Метод Крицького і Менкеля викладений у цитованих вище статтях. Не викладаючи цього методу повністю, зазначимо, що остаточний розрахунковий вираз для основного об'єму водосховища $Z^{(n)}$, який ми шукаємо (без доповнюючого об'єму на сезонне регулювання), дається Крицьким і Менкелем у такому вигляді:

$$Z^{(n)} = n(1 - K^{(n)}) - n(1 - \alpha), \quad (1)$$

де $K^{(n)}$ — середній за n -ліття модульний коефіцієнт річного стоку, α — коефіцієнт зарегулювання.

Величини $K^{(n)}$ для різних n -літь можуть бути знайдені для будьякої забезпеченості з таблиць інтегральної кривої розподілу А. Фостера, виходячи із значень коефіцієнта варіації $C_v^{(n)}$, який визначають за такою формулою:

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}}, \quad (2)$$

де C_v — коефіцієнт варіації для річних значень модульних коефіцієнтів. Розрахункове число років n , потрібне для зарегулювання стоку (вірніше, число років дефіциту об'єму), що відповідає даному значенню коефіцієнта зарегулювання, а також величина $Z^{(n)}$ з рівняння (1), за авторами методу, знаходяться способом побудови функції $Z^{(n)} = n(1 - K^{(n)})$ і проведення на цьому самому рисунку прямої $Z = (1 - \alpha) \cdot n$ (рис. 1); максимальна ордината Z_{max} поміж згаданими прямою та кривою на рисунку типу рис. 1 дає шукану величину основного об'єму водосховища, а число років n , що відповідає цій ординаті, дає величину розрахункового періоду.

Зрозуміло, що можна одразу будувати функцію (1), яка відповідає різниці

$$Z^{(n)} = n(1 - K^{(n)}) - n(1 - \alpha) = n - n \cdot K^{(n)} - n + n\alpha = n(\alpha - K^{(n)}). \quad (3)$$

У цьому останньому випадку шуканий об'єм водосховища дається безпосередньо максимальною ординатою відповідної побудови (рис. 2). Таким чином, за методом Крицького і Менкеля

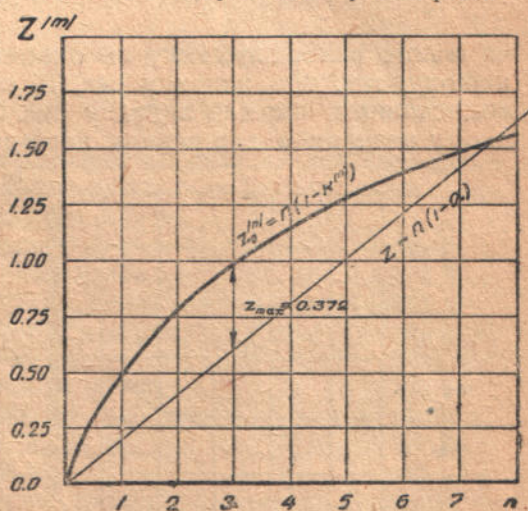


Рис. 1

всі розрахункові операції виконуються з середніми для послідовних n -літь значеннями модульних коефіцієнтів.

Подане розв'язання лишає зовсім нез'ясованим дуже важливу обставину, а саме — той чи інший характер розподілу річних модульних коефіцієнтів у кожному n -літті.

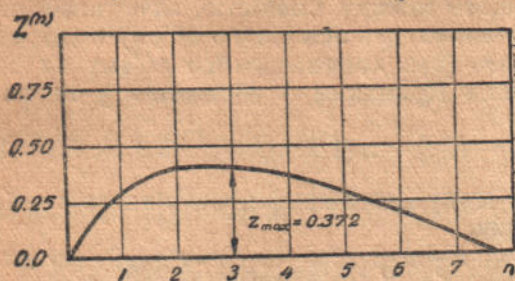


Рис. 2

Першорядне значення цієї обставини елементарно і наочно можна ілюструвати рисунками 3а і 3б, які показують, що при одному й тому самому середньому значенні модульного коефіцієнта α для будь-якого n -ліття об'єм може варіювати в дуже широких границях залежно лише від того

чи іншого розподілу стоку по окремих роках у середині самого періоду; так, для випадку рис. 3б маємо вдвоє більший об'єм водосховища, ніж для випадку рис. 3а, при тому самому середньому значенні α для всього періоду, прийнявши, що $\alpha = K^{(n)}$.

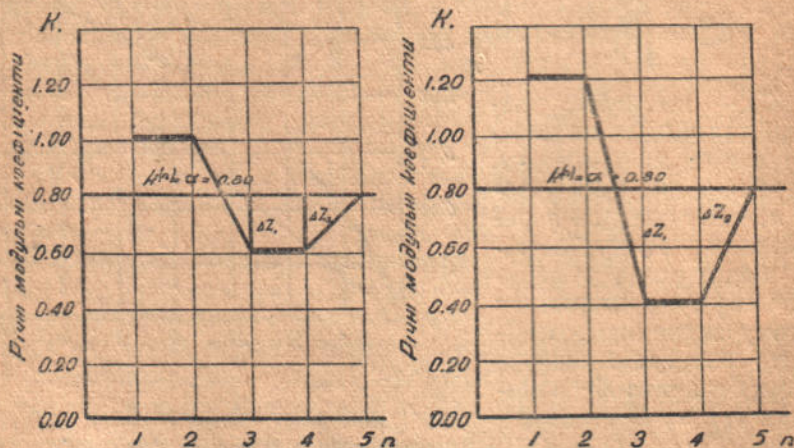


Рис. 3а і 3б

¹ В пояснення до рис. 3а і 3б нагадаємо, що найпростіший спосіб визначення потрібного об'єму водосховища при заданих припливі та витраті може бути зведений, як відомо, до паралельного розгляду прямих припливу і витрати на графіках типу рис. 3; при оперуванні з модульними коефіцієнтами для припливу і коефіцієнтами зарегулювання для витрати (як на рис. 3), тобто коли всі величини даються у відносних одиницях у частинах від норми стоку (і коли при тому маємо справу лише з річними інтервалами), зовсім відпадають звичайні незручності такого простого розрахунку, а саме — потреба планіметривати площини лишку та недостач, порівняно із витратами, припливу.

Отже, у розгляданому випадку потрібний об'єм водосховища може бути визначений простим додаванням ординат ΔZ дефіцитів об'ємів у періоді недостачі.

Очевидно, що коли для якогось n -ліття маємо величину K^n (обчислену з формули (2) і за таблицею Фостера), то цій величині K^n в середині взятого періоду з n років може відповідати зовсім різний розподіл річних модульних коефіцієнтів. Але метод Крицького і Менкеля завжди постулює цілком визначений і єдиний розподіл річних модульних коефіцієнтів серед окремих n -літь. Дійсно, коли розглядати послідовні n -ліття, що фігурують у розрахунках за методом Крицького і Менкеля, то маємо таку картину (будемо визначати середні річні модульні коефіцієнти для послідовних n -літь відповідними їм n індексами):

$$\begin{aligned} \text{для першого року } K_1 &= K^{(1)} \\ \text{для другого року } K_2 &= K^{(2)} \times 2 - K^{(1)} \\ \text{для третього року } K_3 &= K^{(3)} \times 3 - K^{(2)} \times 2 \\ \text{для четвертого року } K_4 &= K^{(4)} \times 4 - K^{(3)} \times 3 \text{ і т. д.,} \end{aligned}$$

якщо казати, для будь-якого n -ліття маємо:

$$K = K^{(n)} \cdot n - K^{(n-1)} \cdot (n-1), \quad (4)$$

тобто частковий річний модульний коефіцієнт для будь-якого року цілком визначається величинами осереднених модульних коефіцієнтів $K^{(n)}$ для послідовних n -літь.

Визначивши за формулою (4) окремі модульні коефіцієнти, що відповідають окремим рокам у взятих n -літтях, для яких за формулою (2) одержані значення $K^{(n)}$, що відповідають заданій забезпеченості, можемо, очевидно, далі робити розрахунок або спрощеним прийомом, накладаючи один на один календарні графіки припливу витрачання, або за інтегральним зображенням їх, або, нарешті, способом табличного розрахунку. У всіх цих випадках будувати криву рівнянь (1) або (3) за Крицьким і Менкелем немає потреби.

Проілюструємо вищенаведене прикладом, для якого візьмемо цифри з прикладу, що його наводить інж. Х. М. Полін у раніше згаданій його праці.

Для річного стоку р. Дона біля Калача, над яким провадять спостереження 49 років (1881—1929), коефіцієнт варіації C_v дорівнює 0,33. Для забезпеченості $p=97\%$ обчислюємо $C_v^{(n)}$ для послідовних семи n -літь, користуючись таблицею Фостера; за цими даними обчислюємо далі середні модульні коефіцієнти (див. стовпчик 4 в таблиці 1). Далі за формулою (4) обчислюємо річні модульні коефіцієнти для кожного року (стовпчики 5 і 6 таблиці 1).

Маючи річні модульні коефіцієнти, робимо далі табличний розрахунок місткості водосховища, що відповідає трьом випадкам: $\alpha_1=0,75$, $\alpha_2=0,80$, $\alpha_3=0,85$. Цей розрахунок робимо за звичайними в таких випадках правилами знаходження різниць між припливом K і витрачанням α (див. стовпчики 7—12 таблиці 1),

при чому очевидно, що в зв'язку з зростанням річних модульних коефіцієнтів послідовного ряду розглядуваних періодів підрахунків доцільно вести лише до першої додатної різниці ($K - \alpha$); шукані об'єми знайдуться як суми недостач припливу для послідовних дефіцитних груп років (див. стовпчики 8, 10, 12 таблиці 1).

Таблиця 1

n	$C_v^{(n)}$	Число фостера ϕ при $p = 97\%$	$K^{(n)} = 1 + \phi \cdot C_v^{(n)}$	$K^{(n)} \cdot n$	K за формулою (4)	$\alpha_1 = 0,75$		$\alpha_2 = 0,80$		$\alpha_3 = 0,85$	
						$K - \alpha$	$\Sigma (K - \alpha_1)$	$K - \alpha_2$	$\Sigma (K - \alpha_2)$	$K - \alpha_3$	$\Sigma (K - \alpha_3)$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0,330	-1,560	0,485	0,485	0,485	-0,265	—	-0,315	—	-0,365	—
2	0,234	-1,657	0,614	1,228	0,743	-0,007	-0,272	-0,057	-0,372	-0,107	—
3	0,191	-1,699	0,676	2,028	0,800	+0,050	—	0	—	-0,050	—
4	0,165	-1,725	0,715	2,860	0,832	—	—	—	—	-0,018	-0,540
5	0,147	-1,743	0,744	3,720	0,860	—	—	—	—	—	—
6	0,135	-1,756	0,765	4,590	0,870	—	—	—	—	—	—
7	0,125	-1,765	0,779	5,453	0,863	—	—	—	—	—	—

Об'єми, одержані при взятих нами значеннях α , як видно, цілком відповідають тим даним, що їх наводить інж. Полін у результаті своїх обчислень за методом Крицького і Менкеля; разом з тим у процесі нашого розрахунку ми одержали потрібне число років регулювання, а саме — відповідно 2, 2 і 4 роки. Нескладність застосованого нами прийому і його переваги над графічними побудовами Крицького і Менкеля — очевидні.

Ряди модулів послідовних років якимось залежать один від одного, тому цілком доречною є поправка до основної формули Крицького і Менкеля, запропонована інж. П. А. Єфімовічем.

Інж. П. А. Єфімовіч, як відомо, пропонує вводити при обчисленні $C_v^{(n)}$ поправку на зв'язок між величинами стоку послідовних років, тобто обчислити $C_v^{(n)}$ за такою формулою:

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot r_1 \frac{n-1}{n} + 2 \cdot r_2 \frac{n-2}{n} + 2 \cdot r_3 \frac{n-3}{n}},$$

де r_1 , r_2 та r_3 — коефіцієнти кореляції величин стоку суміжних років (r_1), через один рік (r_2), через два роки (r_3); величини r_1 , r_2 та r_3 , за підрахунком для 25 річок, П. А. Єфімовіч наближено і в осередненому виводі визначив так:

$$r_1 = 0,30; \quad r_2 = 0,15; \quad r_3 = 0,07.$$

Поправки інж. Єфімовіча йдуть у запас розрахунку і дають збільшення $C_v^{(n)}$ на 14% при $n=2$, на 27% при $n=4$, на 31% при $n=5$, на 33% при $n=6$, на 34% при $n=7$ і т. д.

При застосуванні поправок П. А. Єфімовіча до розглядуваного випадку ми одержали наслідки як в табл. 2.

Як бачимо, поправки П. А. Єфімовіча дають дуже значні збільшення місткості водосховища, а саме—для взятих нами значень відповідно на 43% 69% та 79%, порівняно з об'ємами, одержаними за методами Крицького і Менкеля.

Таблиця 2

№	$C_{\sigma}^{(n)}$	$K^{(n)}$	$K^{(n)} \cdot n$	K	$\alpha_1 = 0,75$		$\alpha_2 = 0,80$		$\alpha_3 = 0,85$	
					$K - \alpha_1$	$\Sigma (K - \alpha_1)$	$K - \alpha_2$	$\Sigma (K - \alpha_2)$	$K - \alpha_3$	$\Sigma (K - \alpha_3)$
					6	7	8	9	10	11
	0,330	0,485	0,485	0,485	-0,265	—	-0,315	—	-0,365	—
	0,266	0,570	1,140	0,655	-0,095	—	-0,145	-0,460	-0,195	-0,560
	0,234	0,614	1,842	0,702	-0,030	-0,390	-0,098	-0,558	-0,148	-0,708
	0,210	0,650	2,600	0,758	—	—	-0,042	-0,600	-0,092	-0,800
	0,193	0,674	3,370	0,770	—	—	-0,030	-0,630	-0,080	-0,880
	0,180	0,695	4,170	0,800	—	—	—	—	-0,050	-0,930
	0,167	0,714	4,986	0,816	—	—	—	—	-0,034	-0,964

Для оцінки реальності розрахунку об'ємів водосховища порівнюємо одержані результати з результатами, які можуть бути одержані за даними дійсних спостережень.

Як приклад останніх, візьмемо дані по р. Дону біля Калача (дані ці беремо із статті інж. Х. М. Поліна).

Хронологічний розподіл модульних коефіцієнтів р. Дона біля Калача подаємо в таблиці 3.

Таблиця 3

Роки	Модульні коефіцієнти	Роки	Модульні коефіцієнти	Роки	Модульні коефіцієнти
1881	1,558	1897	1,018	1913	1,011
1882	0,798	1898	0,880	1914	0,553
1883	1,085	1899	1,122	1915	1,805
1884	1,288	1900	0,804	1916	1,144
1885	0,805	1901	0,965	1917	1,794
1886	0,832	1902	1,026	1918	0,775
1887	0,975	1903	0,834	1919	1,081
1888	1,353	1904	0,922	1920	1,622
1889	1,303	1905	0,651	1921	0,834
1890	0,654	1906	0,709	1922	1,022
1891	0,469	1907	0,974	1923	0,689
1892	0,775	1908	1,031	1924	0,985
1893	1,219	1909	0,462	1925	0,670
1894	0,603	1910	0,716	1926	1,611
1895	1,152	1911	0,492	1927	1,204
1896	1,240	1912	0,900	1928	1,176
				1929	1,461

Графічне зображення даних цієї таблиці показано на рис. 4 (немає). Інж. Х. М. Полін використовує дані по р. Дону біля

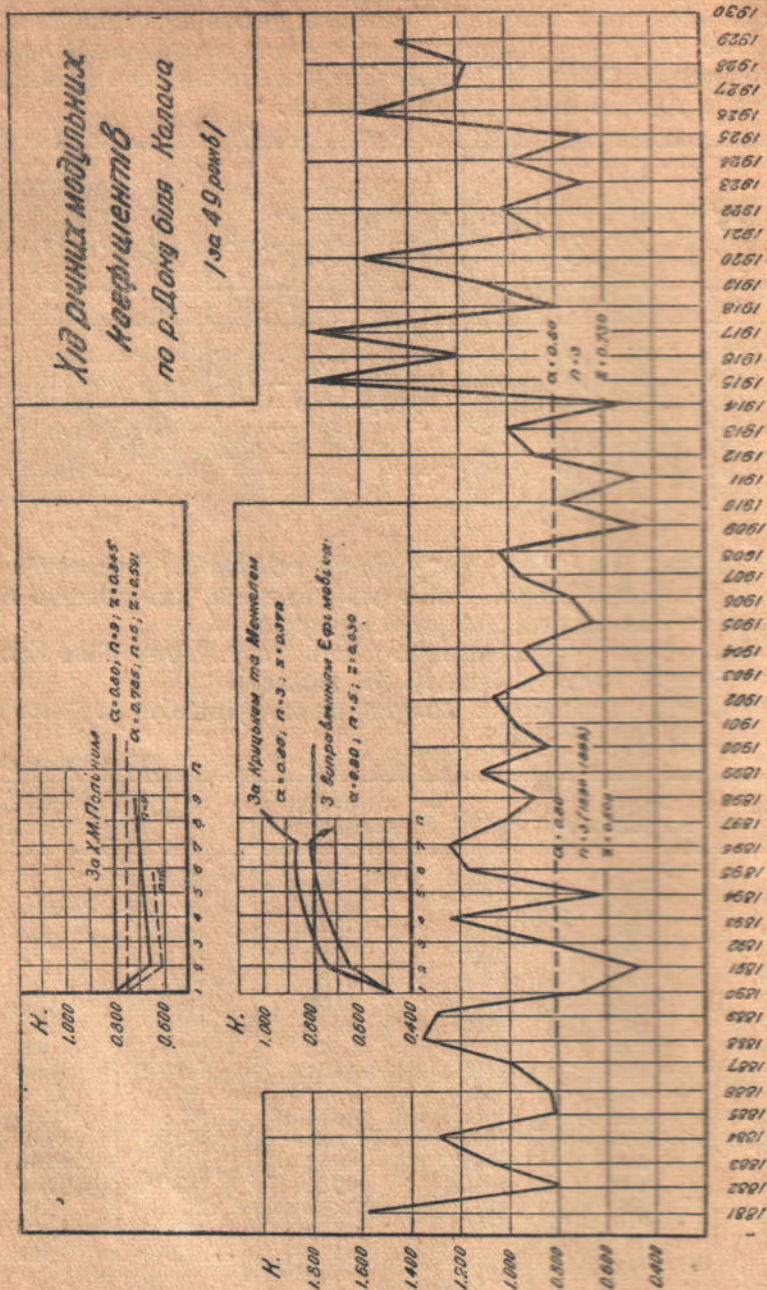


Рис. 4

Калача для доведення непридатності методу Крицького і Менкеля; він порівнює одержані при розрахунку за цим методом результати з фактичними даними р. Дон біля Калача. Треба відзначити довільність зроблених Х. М. Поліним порівнянь.

Справді, інж. Х. М. Полін порівнює дані обчислень за Крицьким і Менкелем, які відносяться до випадку забезпеченості в 97%, з обчисленнями за фактичними даними, що він їх добирає для згаданих порівнянь зовсім не за ознакою тієї самої забезпеченості, а за ознакою наближеної рівності середніх модульних коефіцієнтів (і навіть нерівності, бо Х. М. Полін бере n -ліття із значно більшими середніми модульними коефіцієнтами). Із сказаного напочатку зрозуміло, що ця остання ознака не характерна для розрахунків щодо регулювання і не може бути взята в основу для порівняльних розглядуваних тут розрахунків.

Зрозуміло також, що при багатолітньому регулюванні до розрахунку треба вводити найневигодніше n -ліття, що відповідає заданій забезпеченості, а не просто будьяке n -ліття, прийняте за ознакою середнього модульного коефіцієнта. З цієї точки зору при заданій забезпеченості може йти мова лише про якесь одне найневигодніше n -ліття; нелогічно і неправильно для тієї й самої забезпеченості брати різні n -ліття, як це робить Х. М. Полін.

Будьяке n -ліття в даному ряді спостережень, що відповідає заданій забезпеченості, може бути знайдено за формулою

$$m = \frac{p \cdot N_0}{100} + 0,5, \quad (6)$$

де m — черговий номер того чи іншого n -ліття в їх нисхідному ряді; p — задана забезпеченість; N_0 — число членів у комбінованому ряді з періодів по n років у кожному, що послідовно розглядаються; для будьякого n -ліття — $N_0 = N - (n - 1)$, де N — число членів у ряді (в даному випадку $N = 49$), а n — число членів у взятому n -літті. При $N = 49$ і $p = 97\%$ значення m такі:

Таблиця 4

n	1	2	3	4	5	6
m	48	47	46	45	44,2	43,3
N_0	49	48	47	46	45	44

З наведеного видно, що забезпеченості в 97% (для n від 2 до 6) відповідає найневигодніше n -ліття, яке стоїть на передостанньому місці в нисхідному ряді; звідси за рис. 4 (і за таблицею 3) видно, що таким n -літтям, найбільш невигодним при багатолітньому регулюванні при заданій забезпеченості, є триліття 1890—1892 рр.; триліття 1909—1911 рр. відповідає забезпеченості в

$$p = \frac{47 - 0,5}{47} \times 100 = 98,9\%.$$

Тимчасом у Х. М. Поліна для порівняння з результатами, одержаними за Крицьким і Менкелем, узято цілий ряд різних періодів, які при тому зовсім не відповідають заданій забезпеченості, так, наприклад, Х. М. Полін узав трилітній період 1889—91 рр., якому відпсвідає забезпеченість значно менша від 97%; узятий Х. М. Поліним чотирилітній період 1889—92 рр. з $K^{(n)} = 0,80$ може бути добрим прикладом-ілюстрацією довільності його викладок ще і в другому відношенні, а саме: коли виходити з його ж принципів порівнювання підрахунків, то для 4-ліття з теоретичним $K^{(n)} = 0,715$ слід було б узяти, наприклад, період 1907—1910 рр., для якого фактично $K^{(n)} = 0,788$, тобто значно ближче до теоретичного; проте, в цьому останньому випадку мали б $Z_1 = 0,400$ проти $Z_2 = 0,502$ для 1889—91 рр. за Х. М. Поліним; цей приклад також добре ілюструє нашу висловлену раніше думку, що об'єм водосховища зовсім не визначається величиною середнього модульного коефіцієнта для n -ліття.

Далі, взяті Х. М. Поліним періоди в 6 років (1908—1913 рр.) і в 7 років (1909—1915 рр.) мають забезпеченість не в 97%, а в 99%, тобто значно більшу. Таким чином, викладки Х. М. Поліна, що мають на меті порівняти з дійсністю підрахунки, виконані ним за методом Крицького і Менкеля, не можна визнати правильними.

Виходячи із сказаного, щоб порівняти підрахунки, зроблені за Крицьким і Менкелем, візьмемо період 1890—92 рр. Результати цих підрахунків, подані на рис. 4, порівняно також із підрахунками, зробленими при врахованні поправки інж. Єфімовіча; результати ці наведені нижче в таблиці 5.

Таблиця 5

№№ по порядку	Значення α	Дефіцит об'єму z_1 за Крицьким і Менкелем при $p = 97\%$	Число років дефіциту	Дефіцит об'єму z_2 за Крицьким і Менкелем при $p = 97\%$ і з поправкою Єфімовіча	Число років дефіциту	Дефіцит об'єму z_3 за дійсними даними		Відхили від дійсності				
						Розрахункові n -ліття при $p = 97\%$	Число років	z_3	$z_1 - z_3$		$z_2 - z_3$	
									абс.	у %	абс.	у %
1	0,75	0,272	2	0,390	3	1890—1892	3	0,377	-0,105	-28	+0,013	+3,5
2	0,80	0,372	3	0,630	5	" "	3	0,502	-0,130	-26	+0,128	+25
3	0,85	0,540	4	>0,964	>7	" "	3	0,652	-0,112	-17	+0,312	+48

Як бачимо, метод Крицького і Менкеля дає розходження з дійсністю порядку 17—28% (зменшення), а при введенні в розрахунок поправки Єфімовіча маємо збільшення на величини від 3% до 48%.

На рис. 4 подано графічні побудови, потрібні для обчислення шуканих об'ємів водосховищ за принципом, що відповідає обчисленням за нашими таблицями 1 і 2.

З порівняння графіків цих останніх розрахунків з графіками розрахунку для періоду 1890—92 рр., дані для якого подано

в таблиці 5, цілком ясно і наочно видно причину розходження результатів розрахунку за методами Крицького і Менкеля і розрахунку за тим самим методом, але з поправкою інж. Єфімовіча, з результатами розрахунку за фактичними даними. Причиною цього є інший, набагато невідгідніший, фактичний розподіл у розрахунковому періоді річних модульних коефіцієнтів порівняно з теоретичним їх розподілом, який впливає з статистичних рядів з послідовними значеннями $K^{(n)}$ у способі Крицького і Менкеля.

Таким чином, можна зробити висновки:

1. Основні дефекти способу інженерів Крицького і Менкеля легко виявляються при іншій інтерпретації цього способу, простіший і наочніший, ніж та, яку подають автори.

2. Цей основний дефект полягає в неправдоподібно зглаженому розподілі річних модульних коефіцієнтів у середині n -ліття, що впливає із застосованого авторами методу статистичних характеристик середніх модулів для послідовних n -літь.

3. Побудови, зроблені інж. Х. М. Поліним для перевірки результатів, що їх дає метод Крицького і Менкеля, принципово і фактично неправильні; неправильні також і висновки інж. Х. М. Поліна, що випливають з цих побудов.

4. Висновки інж. Х. М. Поліна про неврахування в способі Крицького і Менкеля додаткового об'єму, потрібного для регулювання всередині розрахункового періоду до величини $K^{(n)}$, не відповідають дійсності.

Таким чином, зауваження про нерозкриття внутрішньої суті розрахункового періоду, яке інж. Полін робить на адресу як Крицького і Менкеля, так і інж. Єфімовіча, в такій же мірі може бути віднесене і на адресу самого інж. Х. М. Поліна.

Насправді ж інж. П. А. Єфімовіч¹ у своїй оцінці основного дефекту методу Крицького і Менкеля підійшов до суті питання значно ближче, ніж інж. Х. М. Полін. Правда, П. А. Єфімовіч не зовсім правильно вважає, що об'єм водосховища залежить від порядку чергування років усередині окремих періодів (бо в дійсності тут відіграє роль не так чергування, як абсолютні величини річних модульних коефіцієнтів усередині самого періоду). Проте, він зазначає, що „вивчаючи особливості ряду сум стоків, побудованого апріорно, за його зведеними характеристиками, ми приписуємо зовсім однакові властивості всім періодам за дане число років, коли тільки їх сумарний стік однаковий; математично це вірно, але з точки зору регулювання це приводить до значних помилок”.

3. Пропозиція інж. Х. М. Поліна

Наведена вище наша інтерпретація методу інженерів Крицького і Менкеля значно полегшує розгляд методу, запропонова-

¹ Інж. П. А. Єфімовіч, Краткий доклад о результатах последних работ сектора гидрологии строительства канала Москва — Волга, „Известия Научно-исследовательского института гидротехники“, № 12, Ленинград, 1934 г.

ного інж. Х. М. Поліним. Вихідні дані для розрахунків інж. Полін одержує так само, як і інженери Крицький і Менкель, тобто обчисляє середні за n -ліття модульні коефіцієнти, виходячи з формули $C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}}$. Далі Х. М. Полін приймає, що $\alpha = f(n)$; а саме:

$$\alpha = K_p^{(n)}, \quad (7)$$

тобто, що коефіцієнт зарегулювання для будьякого n -ліття дорівнює середньому модульному коефіцієнтові за це n -ліття; цим дуже просто визначається, за Х. М. Поліним, розрахункове число років регулювання; воно дорівнює тому з послідовно розглянутих n , при якому $K_p^{(n)}$ дорівнює заданому α .

Зробивши припущення, що відповідає співвідношенню (7), Х. М. Полін визначає об'єм водосховища Z як суму часткових об'ємів ΔZ , потрібних для зарегулювання стоку в кожній послідовно розглядуваній парі n -літь (починаючи від останнього, для якого $K_p^{(n)} = \alpha$).

За таким способом розрахунку вираз для ΔZ дається в такому вигляді (за нашими позначеннями):

$$\Delta Z = K_n - K^{(n)} = K^{(n)} - K^{(n-1)} (n-1), \quad (8)$$

звідки для Z маємо два варіанти виразів:

$$1) Z = \Sigma (K_n - K^{(n)}), \quad (9)$$

$$2) Z = \Sigma (K^{(n)} - K^{(n-1)}) (n-1). \quad (10)$$

Х. М. Полін бере для розрахунків вираз (9), але величини $K^{(n)}$ і $K^{(n-1)}$ замінює їх значеннями, вираженими через $C_v^{(n)}$ і через табличні числа Фостера. Проілюструємо сказане прикладом, взявши для цього вихідні дані прикладу, що його розглядає Х. М. Полін ($C_v = 0,25$; $p = 97\%$); розрахунок робимо відповідно до співвідношення (10) (див. стовпчики 5—7 таблиці 6).

Таблиця 6

n	$C_v^{(n)}$	ϕ (число Фостера)	$K^{(n)} =$ $C_v^{(n)} \cdot \phi + 1 =$ α	$(K^{(n)} - K^{(n-1)})$ $(n-1) = \Delta Z$	ΔZ	$\Sigma \Delta Z$	$K^{(n)} \cdot n$	Другий спосіб	
								K	$K_n - K^{(n)} = \Delta Z$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,250	-1,64	0,590	—	—	—	0,590	0,590	—
2	0,177	-1,71	0,697	0,107×1	0,107	0,107	1,394	0,804	0,107
3	0,145	-1,74	0,748	0,051×2	0,102	0,209	2,224	0,850	0,102
4	0,125	-1,76	0,780	0,032×3	0,096	0,305	3,120	0,876	0,096
5	0,112	-1,78	0,801	0,021×4	0,084	0,389	4,005	0,885	0,084
6	0,102	-1,79	0,817	0,016×5	0,080	0,469	4,902	0,897	0,080

Таким чином, ми одержали ті самі об'єми, що й Х. М. Полін, при чому кожному з об'ємів водосховища, зазначеному в стовп-

чику 7, відповідають коефіцієнти зарегулювання, рівні відповідному $K^{(n)}$, подані в стовпчику 4 таблиці 6.

Графічний спосіб розрахунку подано на рис. 5; зрозуміло, що ΔZ_5 дорівнює сумі п'яти ординат (0,817 — 0,801); ΔZ_4 дорівнює (0,801 — 0,780) $\times 4$ і т. д.

Коли б ми для розрахунків скористувалися з виразу (9), то треба було обчислити для кожного року річні модульні коефіцієнти, як це ми зробили в § 2 для способу Крицького і Менкеля; тоді об'єми ΔZ водосховища ми знайшли б так, як це показано на рис. 6, при чому крива ABCDEN відповідає ходові річних модульних коефіцієнтів у розрахунковому періоді. Геометрично цей спосіб розрахунку ідентичний з попереднім методом за рис. 5.

Таким чином, інж. Х. М. Полін оперує в своєму способі розрахунку з середніми модульними коефіцієнтами для кожного

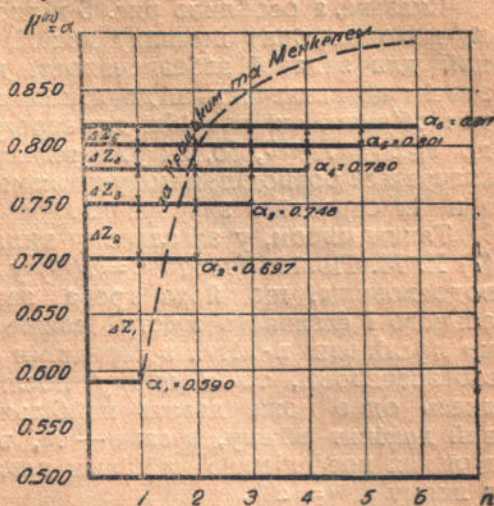


Рис. 5

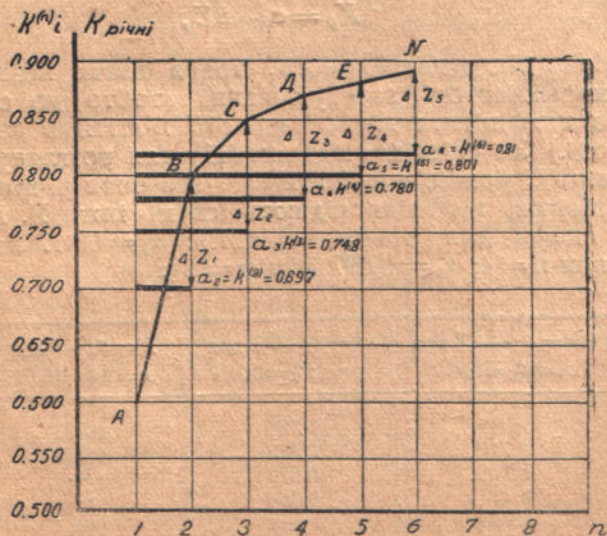


Рис. 6

n -ліття; при цьому, припускаючи, що $\alpha_i = K_i^{(n)}$, інж. Х. М. Полін до потрібного об'єму водосховища підходить поступово, і криві коефіцієнтів зарегулювання α для послідовних n -літь переохо-

дять послідовно в кривій припливу $K^{(n)}$ доти, доки останнє $K^{(n)}$ не збігається із заданим α .

Сказане, а особливо рис. 5 цілком наочно викривають основну методологічну помилку інж. Х. М. Поліна. Справді, потрібний для заданої забезпеченості дефіцит об'єму водосховища зовсім не визначається додатковими об'ємами, що відповідають тим об'ємам, які потрібні для зарегулювання від даного $\alpha_n = K^{(n)}$ до $\alpha_{(n+1)} = K^{(n+1)}$, бо, як уже відзначалося, дефіцит об'єму визначається розподілом модульних коефіцієнтів протягом періоду, а не їх середніми значеннями.

Таким чином, у загальному випадку вихідне співвідношення (7) Х. М. Поліна (тобто $\alpha = K^{(n)}$) у питанні про дефіцит об'єму водосховища, що його треба знайти, не має ніякого реального і фізичного змісту. Інакше кажучи, коли ми розглянемо послідовні n -ліття з середніми α , що відповідають заданій забезпеченості, то в цьому послідовному ряді n -літь лише якесь одно може дати найбільший, а значить і розрахунковий дефіцит об'єму, а саме — те, в якому розподіл річних модульних коефіцієнтів найбільш не вигідний, але аж ніяк не той, в якому $K^{(n)} = \alpha^{(n)}$.

Очевидно, що система побудовань за Х. М. Поліним, як така, що дає єдине розв'язання, передбачає якийсь цілком певний розподіл річних модульних коефіцієнтів K_p у розрахунковому періоді. Цей розподіл неважко визначити, коли мати на увазі, що при будь-якому α матиме рівність

$$K_p = \alpha - \Delta Z, \quad (11)$$

де α , відмінно від попереднього, треба взяти відповідне до заданого коефіцієнтові зарегулювання (тобто до середнього модульного коефіцієнта для останнього n -ліття в розрахунковому періоді.) За співвідношенням (11) для розглянутого прикладу таблиці 6 можна одержати такі значення річних модульних коефіцієнтів, що відповідають схемі інж. Х. М. Поліна подаємо цифри для трьох варіантів: $\alpha_1 = 0,817$ при $n = 6$; ($\alpha_2 = 0,780$ при $n = 4$; $\alpha_3 = 0,697$ при $n = 2$):

Таблиця 7

n	ΔZ	$K = \alpha_1 - \Delta Z$ для $n=6; \alpha_1=0,817$	$K = \alpha_2 - \Delta Z$ для $n=4; \alpha_2=0,780$	$K = \alpha_3 - \Delta Z$ для $n=2; \alpha_3=0,697$	$K^{(n)}$
1	0	0,817	0,780	0,697	0,590
2	0,107	0,710	0,673	0,590	0,697
3	0,102	0,715	0,678	—	0,748
4	0,096	0,721	0,684	—	0,780
5	0,084	0,733	—	—	0,801
6	0,080	0,737	—	—	0,817

Хід річних модульних коефіцієнтів у розрахунковому періоді, відповідно до схеми Х. М. Поліна для розглянутих трьох випадків, подано на рис. 7. Неважко помітити, що при прий-

нятих, поданих у таблиці 7 та на рис. 7, значеннях α і K , об'єми водосховищ цілком збігаються з тими, які одержуються за методом Х. М. Поліна в його інтерпретації цього методу.

Отже, видно, що спосіб розрахунку, який застосовує Х. М. Полін, обумовлює такий послідовний розподіл річних модульних коефіцієнтів, при якому для першого року модульний коефіцієнт дорівнює заданому коефіцієнту і зарегулювання, далі досить різко зменшується для другого року і надто поволі зростає в усі наступні роки, із змінами порядку одиниць процентів (3—4—5%).

Треба звернути увагу на те, що найменші річні модульні коефіцієнти, які фігурують у розрахунковому періоді Х. М. Поліна, значно

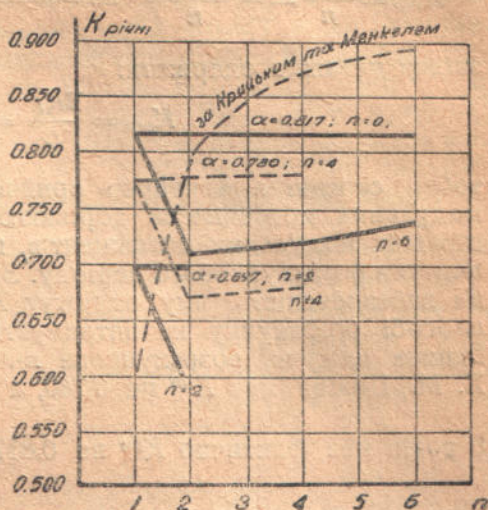


Рис. 7

більші за модульного коефіцієнта першого року розрахункового періоду, що відповідає заданій забезпеченості; так, для $\alpha=0,800$ найменший річний модульний коефіцієнт за Поліним дорівнює 0,710 проти 0,590 для $n=1$ вихідних даних. При цьому із зміною довжини розрахункового періоду значення річних модульних коефіцієнтів змінюються (тому що α змінюється, а ΔZ залишаються сталими), зростаючи в міру здовження розрахункового періоду на однакові для всіх років величини, що дорівнюють $K^{(n+1)} - K^{(n)}$, тобто на величини, що відповідають різницям між величинами середніх для розрахункових періодів модульних коефіцієнтів.

З порівняння даних таблиці 7 з даними стовпчика 4 таблиці 6 видно, що одержані за методом Х. М. Поліна річні модульні коефіцієнти для послідовних n -літь зовсім не відповідають вихідним величинам середніх модульних коефіцієнтів для послідовних n -літь, тобто величинам K_p^n . Так, для $n=2$ маємо:

$$K_p^{(2)} = 0,697, \text{ а } K_{\text{сеп}} = \frac{0,697 + 0,590}{2} = 0,643;$$

для $n=4$ маємо;

$$K_p^{(4)} = 0,780, \text{ а } K_{\text{сеп}} = \frac{0,780 + 0,673 + 0,678 + 0,684}{4} = 0,704,$$

тобто річні модульні коефіцієнти значно нижчі від тих, які відповідали б значенням $K_p^{(n)}$. В загальному вигляді це можна пока-

зати так: якщо позначити фактичні величини середніх модульних коефіцієнтів через $K_{сер}$, то маємо:

$$K_{сер} = \frac{\sum K_i}{n} = \frac{\sum(\alpha - \Delta Z_i)}{n} = \frac{n \cdot K^{(n)} - \sum [(n-1)(K^{(n)} - K^{(n-1)})]}{n},$$

звідки неважко одержати:

$$K_{сер} = \frac{\sum K_i}{n} = \frac{\sum K^{(n)}}{n}, \quad (12)$$

тобто середні з фактично прийнятих для розрахунку річних модульних коефіцієнтів дорівнюють середнім із статистичних середніх модульних коефіцієнтів, що відповідають послідовним n -літтям розрахункового періоду. Звідси випливає, що статистична забезпеченість, яку одержує Х. М. Полін, ним же в його способі розрахунку не витримується, а значно підвищується. Інакше кажучи, розрахункове n -ліття в 4 роки, наприклад, у Х. М. Поліна має $K^{(n)}$ не 0,780, а 0,704; розрахункове n -ліття в

6 років має фактично $K^{(n)}$ не 0,817, а $\frac{\sum K^{(n)}}{n} = 0,739$; тому зга-

дане вище повинно завжди приводити до збільшення одержуваних об'ємів дефіцитів (проти статистичних).

Нарешті спробуємо порівняти результати, одержані за способом Х. М. Поліна, з результатами, одержаними за фактичними даними, а саме по р. Дону біля Калача (рис. 4). Тоді відповідно до вихідних даних нашої таблиці і за формулою (11), з даних стовпчиків 4 та 6 таблиці 1 маємо відповідно до передумов Поліна (в нашій інтерпретації їх) такі річні модульні коефіцієнти для $p = 97\%$, $n = 6$ і $K^{(6)} = 0,765$ та для $n = 9$ і $K^{(9)} = 0,802$:

Таблиця 8

n	$K^{(n)}$	Статистичні K за Крицьким і Менкелем	K з врахуванням поправки за Єфімовичем	ΔZ	$K = \alpha - \Delta Z$ за Поліним при $\alpha = 0,765$ і $n = 6$	$K = \alpha - \Delta Z$ за Поліним при $\alpha = 0,802$ і $n = 9$
1	0,485	0,485	0,485	0	0,765	0,802
2	0,614	0,743	0,655	0,129	0,636	0,673
3	0,676	0,800	0,702	0,124	0,641	0,678
4	0,715	0,832	0,758	0,117	0,648	0,685
5	0,744	0,860	0,770	0,116	0,649 ¹	0,686
6	0,765	0,870	0,800	0,105	0,660	0,697
7	0,779	0,863	0,816	0,084	—	0,718
8	0,793	0,891	—	0,098	—	0,704
9	0,802	0,874	—	0,072	—	0,730
				$Z = 0,845$		

¹ Довільне змінення значень K обумовлюється, очевидно, недосконалістю у визначеннях C_v і $K^{(n)}$.

На рис. 4 відповідні графічні побудови подано зверху над 1890—1892 рр. за дійсними даними і над побудовою за Крицьким і Менкелем. Як видно, при рівних статистичних забезпеченостях, у той час, як за фактичними даними при $\alpha = 0,800$ період n дефіциту об'єму у водосховищі дорівнює 3 рокам (при $Z = 0,502$), за Крицьким і Менкелем $n = 2$ рокам (при $Z = 0,372$), — за Поліним навіть протягом 6 років дефіцит об'єму ще не відповідає потрібному зарегулюванню, бо на кінець 6-го року маємо, що $\alpha = 0,765$ ($Z = 0,591$), і лише на кінець 9-го року $\alpha = 0,802$ ($\infty 0,800$), при чому $Z = 0,845$, тобто на 68% більше від того, яке відповідає фактичним даним, і на 34% більше від збільшеного об'єму, одержаного за Крицьким і Менкелем, коли введено поправки Єфімовіча.

Таким чином, за Х. М. Поліним період дефіциту об'єму, тобто період спорожнення водосховища, може в 3—4 рази перевищувати дійсно потрібний період; це повинно спричинити досить значне збільшення некорисних втрат на випаровування і просочування, а звідси значне збільшення об'єму водосховища (додатково до вихідного розрахункового об'єму), а також дуже значне викривлення режиму роботи водосховища.

Отже, можна констатувати:

1. Основне припущення Х. М. Поліна, що $\alpha = K^{(n)}$, взагалі кажучи, в питанні визначення дефіциту об'єму водосховища не має фізичного і реального змісту.

2. Фактичний розрахунковий модульний коефіцієнт, середній за період, у методі Х. М. Поліна значно нижчий від вихідного теоретичного, що відповідає заданій забезпеченості, тобто його фактична забезпеченість не збігається з вихідною теоретичною (статистичною), а завжди вища від неї.

3. Припущення інж. Х. М. Поліна, покладені в основу його пропозиції, приводять до надто далекого від дійсності розподілу річних модульних коефіцієнтів у розрахунковому періоді.

4. Розрахунки за Х. М. Поліним можуть давати значно збільшені результати.

5. Розрахунки за Х. М. Поліним дають не тривалість періоду регулювання, як це вважає сам Полін, а довжину періоду дефіциту (або періоду спорожнення), так само як і метод інженерів Крицького і Менкеля.

6. Довжина періоду спорожнення водосховища при розрахунку за Х. М. Поліним може збільшуватися проти дійсної в кілька разів, що зовсім викривлює режим роботи водосховища.

7. Результати розрахунку за Х. М. Поліним менше відповідають дійсності, ніж результати розрахунку за Крицьким і Менкелем при введенні поправок Єфімовіча.

З наведених міркувань метод Х. М. Поліна, який дає картину, надто далеку від дійсності, треба вважати, очевидно, непевним і практично недоцільним. У цьому переконують і ті порівняння результатів розрахунку за його методом з результатами розрахунків за дійсними даними, які Х. М. Полін сам дає в своїй

статті: в ряді випадків мають місце як значні збільшення (до 64% — р. Дін при $\alpha = 0,800$), так і зменшення (до 40% — р. Москва при $\alpha = 0,700$).

Уже тільки ці факти, взяті з даних самого автора пропозиції, роблять неможливим, на нашу думку, застосування його способу.

В світлі викладеного вище повернемося ще раз до методу Крицького і Менкеля. Ми бачили, що з поправкою інж. Єфімовіча цей метод на розглянутому нами прикладі по р. Дону взагалі давав досить обережні результати (див. таблицю 5) з перебільшеннями від 3 до 48%. Інж. П. А. Єфімовіч у своїй цитованій вище статті оцінює наближення до дійсності методу Крицького і Менкеля, при введенні поправки Єфімовіча, за результатами його обчислень за дійсними даними по р. Москві, як такі, що дають відхилення в 0—23% в бік збільшення для $\alpha > 0,800$.

Інж. Х. М. Полін у заключній частині своєї статті порівнює результати обчислень за своїм методом і за методом Крицького і Менкеля, крім наведених вище двох випадків, також для Волги біля м. Калініна. Порівняння Х. М. Поліна з даними по р. Дону біля Калача, як це було показано вище, зроблено ним неправильно; ми не маємо покищо даних, щоб перевірити результати його порівнянь з даними по р. Волзі. Коли ж базуватися на вищенаведених даних по р. Москві і по р. Дону, то треба вважати, що з поправкою Єфімовіча метод Крицького і Менкеля, коли немає інших шляхів розрахунку, можна застосовувати безперечно, даючи йому перевагу над пропозицією Х. М. Поліна. Ще одна дуже важлива обставина підтверджує наведене вище формулювання: треба взяти до уваги, як це було відзначено і інж. Єфімовічем, що передбачене за методом Крицького і Менкеля додаткове врахування сезонного регулювання для року, в якому $K = \alpha$, дає деяке перебільшення загального об'єму водосховища, і це може утворити додатковий лишок при розрахунку для випадків, коли основний об'єм може бути трохи зменшений. Це деяке збільшення можна пояснити тим, що сезонний дефіцит об'єму в посушливі роки безперечно менший, ніж для року, для якого $K = \alpha$, тобто для року, по якому за Крицьким і Менкелем враховується об'єм сезонного регулювання.

4. Метод розрахунку, що його пропонує автор

Вище показано, що розрахунки, основані на осереднених для різних n -літь статистичних характеристиках коефіцієнтів, які відповідають тій чи іншій заданій забезпеченості, можуть не давати достатньо близьких до дійсності результатів.

Зовсім безсумнівне те, що основна причина дефектів, які є в розглянутих вище двох способах, що оперують статистичними характеристиками (як уже згадувалося напочатку), — це невідповідність статистичного розподілу модульних коефіцієнтів до фактичного в середині розрахункових періодів. Саме через це

об'єм водосховища, потрібний для того, щоб зарегулювати стік заданої забезпеченості, аж ніяк не визначається середніми характеристиками припливу (як у Крицького і Менкеля) і саме тому не визначає потрібної місткості водосховища припущення, що $\alpha = K^{(n)}$ (як у інж. Х. М. Поліна).

Звідси випливає, що єдино правильним розрахунком, який гарантує від надмірних (і економічно недопустимих) перебільшень або від зменшень, треба вважати розрахунок, який ґрунтується на врахуванні фактичного або близького до фактичного внутріперіодного розподілу річних модульних коефіцієнтів.

Коли є дані дійсних спостережень, що охоплюють досить довгий період (порядку 40—45 років), то цей спосіб розрахунку не становить ніяких труднощів. Наприклад, маємо дані у вигляді річних модульних коефіцієнтів по р. Дону біля Калача (див. вище таблицю 3 та рис. 4) і маємо задані $\alpha = 0,800$ і $p = 97\%$. Як було показано в § 2, до розрахунку треба ввести друге від кінця нисхідного ряду посушливе триліття з меншим, ніж у 1909—11 рр., дефіцитом об'єму, тобто триліття 1890—92 рр. (триліття 1909—11 рр. відповідає забезпеченість у 98,9%).

Основний шуканий об'єм водосховища Z визначається так: $Z = 0,502$, тобто ми одержали Z більше, ніж за Крицьким і Менкелем, і менше, ніж при введенні поправки за Єфімовічем і, нарешті, значно менше, ніж за Х. М. Поліним. При забезпеченості в 98,9%, тобто розраховуючи за триліттям 1909—1911 рр., ми мали б $Z = 0,730$, що теж більше, ніж за Крицьким і Менкелем, і знов таки менше, ніж при введенні поправки Єфімовіча і ніж за Х. М. Поліним.

Розрахунок основного об'єму зручно провадити в табличній формі. Додатковий об'єм Z_s (у частинах від норми стоку) на сезонне регулювання зручно визначати окремо за реальним роком розрахункового періоду з найбільш нерівномірно розподіленим протягом року стоком. При цьому можна виходити з такого співвідношення:

$$Z_s = \alpha \cdot \left(\frac{n - n_1}{n} - 0,01 \sum S_i \right), \quad (13)$$

де n — число взятих у році однакових інтервалів (наприклад, місяців), S_i — проценти річного стоку для кожного інтервалу, крім тих, для яких $0,01 S > \frac{\alpha}{n}$ (тобто, наприклад, для весни),

n_1 — число цих останніх інтервалів. Розрахункові інтервали в році бажано брати не менш місяця, бо коли враховувати розподіл стоку лише за сезонними інтервалами, то сезонний об'єм регулювання можна цим іноді зменшувати (це легко довести безпосередніми підрахунками).

Режим роботи водосховища зручно розглядати за безпосередніми фактичними даними, враховуючи хід стоку в попередні і в наступні роки.

Тут треба підкреслити, що статистична забезпеченість, взагалі кажучи, є поняття досить умовне, в даному випадку хоча б тому, що при обчисленні забезпеченості різних n -літь треба оперувати з середніми модульними коефіцієнтами, зовсім нехарактерними для розглядуваної задачі; крім того, способи обчислення статистичної забезпеченості дають різні величини забезпеченості залежно від довжини вихідного ряду.

Досить довгий період вихідних даних, що охоплює не менш циклу Брюкнера (35—40 років), фізично гарантує надто малу ймовірність повторення виключно посушливих періодів з кількох послідовних років більш реально, ніж характеристики суто статистичного характеру; в розглядуваному випадку ми маємо два особливо посушливі триліття з інтервалом у 19 років (що збігається з коливаннями клімату за Брюкнером); можна по цьому передбачати, що протягом решти 49—50 років (до довжини періоду в 100 років) ми будемо мати ще два близькі до розглянутих посушливі періоди; це дає для вибраного нами розрахункового триліття (1890—92 рр.) повторюваність приблизно 2 або 3 рази на 100 років, тобто забезпеченість дійсно близьку до 97—98%; з другого боку, не можна проте бути певними, що всі наступні посушливі періоди будуть більш багатоводні, ніж триліття 1909—11 років; коли це так, то взятий нами розрахунковий період може мати фактичну забезпеченість у 4 рази на 100 років, тобто в 96%; відзначимо ще, що ми зважаємо запропонований нами звичайний розрахунок не менш певним і обгрунтованим, ніж значно складніш обчислення, потрібні при застосуванні відомого методу Хазіна.

Але як бути, коли немає даних дійсних спостережень або вони недостатні (незначне число років спостережень)?

В такому разі слід побудувати ймовірний річний хід модульних коефіцієнтів або цілком для періоду в 35—40 років, або частково (коли незначне число років спостережень). Цю побудову можна зробити за аналогією з наявними спостереженнями по найближчому аналогічному басейну. Найбільш доцільний для цього, очевидно, спосіб, що ґрунтується на побудові, за теоретичними обчисленнями модульних коефіцієнтів (для послідовних значень забезпеченості), теоретичної кривої забезпеченості для даного басейну і на порівнянні цієї кривої з фактичною для найближчого аналогічного вивченого басейну (спосіб, запропонований інженером Г. П. Івановим¹. Таким чином за модульним коефіцієнтом даного року для вивченого басейну визначається його забезпеченість і вже за цією забезпеченістю, виходячи з теоретичної кривої забезпеченості для розглядуваного басейну, визначається для того ж самого року модульний коефіцієнт для цього останнього басейна; так робиться рік-у-рік.

¹ Инж. Д. Л. Соколовский. Применение кривых вероятностей к расчетам годового и максимального стока, „Материалы по гидрологии гидрографии и водным силам СССР, Держгидроиздат, М.—Л., 1934, див. стор. 31.

Зрозуміло, що для переходу до витрат треба ще визначити норму стоку або за аналогією, або по карті ізоліній. Одержавши достатньо довгий хронологічний ряд модульних коефіцієнтів для даного басейну, — основну місткість водосховища для заданого коефіцієнта зарегулювання і заданої забезпеченості — можна визначити так, як сказано раніше (таблично або графічно). Цим, очевидно, буде забезпечена відповідність до дійсності в усякому разі ближча, ніж при розрахунках, що ґрунтуються на використанні осереднених статистичних характеристик.

До цього часу ми розглядали найбільш спеціальний випадок розрахунків, коли задається коефіцієнт зарегулювання α . Можлива обернена задача: задається об'єм водосховища Z_0 і треба знайти α (при заданій забезпеченості $p^0/0$). У такому випадку задача може бути розв'язана послідовними спробами (знаходимо наперед заданий основний об'єм водосховища в частинах від норми стоку) за рисунком хронологічного ходу модульних коефіцієнтів, або безпосередньо за сумарними кривими, побудованими для посушливих n -літь.

Резюме:

1. При найменшій до цього можливості розрахунки по багатолітньому регулюванню стоку (коли немає даних спостережень по річці, що її стік мають регулювати) слід робити за хронологічними рядами модульних коефіцієнтів, побудованими за аналогією з близько розташованими вивченими басейнами; додатковий об'єм на зарегулювання в середині річного періоду слід знаходити по змозі за помісячним розподілом для стоку — для того року розрахункового періоду, для якого стік протягом року розподіляється найбільш нерівномірно.

2. З чисто теоретичних методів розрахунку, що ґрунтуються на статистичних характеристиках осереднених модульних коефіцієнтів, найменше заперечень викликає, відповідно до наявних даних, метод Крицького і Менкеля з поправкою інженера Єфімовіча; об'єм багатолітнього регулювання, що відповідає обґрунтуванням цього методу, а також період звільнення водосховища зручніше знаходити запропонованим нами звичайним табличним (або графічним) розрахунком, що ґрунтується на попередньому обчисленні щорічних модульних коефіцієнтів для ряду послідовних n -літь.

20/І 1936 р.

ДО ПИТАННЯ ПРО ОБЧИСЛЕННЯ ДЕФІЦИТУ ВОЛОГОСТІ ПОВІТРЯ

Дефіцит вологості повітря, що є однією з основних характеристик клімату, останнім часом досить широко застосовується в гідрологічних дослідженнях та обчисленнях.

Дефіцит вологості повітря безпосередньо застосовується в обчисленнях таких гідрологічних характеристик, як середнього багатолітнього коефіцієнта стоку (норми стоку), коефіцієнта варіації річного стоку та висоти шару випаровування з водної поверхні. Для визначення норми стоку М. А. Великанов та Д. Л. Соколовський¹ установили емпіричну залежність між середніми багатолітніми значеннями коефіцієнта річного стоку і середніми річними побасейними значеннями дефіциту вологості повітря, що має вигляд:

$$\alpha = 1 - \sqrt{\frac{d}{4,7}}, \quad (1)$$

де α — середній багатолітній коефіцієнт стоку;

d — середній багатолітній дефіцит вологості повітря для басейну.

Не спиняючись на аналізі наведеної вище залежності, що не входить у завдання цієї статті, перейдемо до розгляду застосування дефіциту вологості повітря для обчислення інших гідрологічних характеристик.

Інженер М. Є. Шевельов, розглядаючи в своїй праці² коефіцієнт варіації річного стоку як функцію деяких кліматичних і гідрологічних факторів, установив залежність між коефіцієнтом варіації і логарифмом дефіциту вологості повітря у вигляді:

$$C_v = 0,654 \lg d - 0,063 \lg (F + 1), \quad (2)$$

де C_v — коефіцієнт варіації річного стоку,

¹ М. В. Великанов і Д. Л. Соколовский, Основная климатическая характеристика среднего многолетнего коэффициента речного стока, „Известия ГГИ“, № 21, стор. 123—131, Ленінград, 1928.

² Инж. М. Є. Шевельов, Коэффициент вариации годового речного стока как функция некоторых климатических и гидрологических параметров, „Гидротехническое строительство“, № 6, 1934 р.

d —середній багатолітній дефіцит вологості повітря для басейну,

F —площа басейну в $км^2$.

Дефіцит вологості для визначення висоти шару випаровування з водної поверхні застосований у цілому ряді формул різних авторів, переважна більшість яких побудована за законом Дальтона, математичний вираз якого такий:

$$E = A(V - v) = Ad, \quad (3)$$

де E —висота шару випаровування за певний період часу в мм,
 $V - v = d$ —дефіцит вологості поверхні, що випаровує,

V і v —відповідно максимальна і абсолютна вологість при даній температурі,

A —сталий числовий коефіцієнт.

За принципом закону Дальтона побудовано різними авторами ряд формул, що відрізняються лише числовими коефіцієнтами та поправковими членами. З цих формул найбільш загальна і найпоширеніша формула американського гідролога Мейера; вона досить широко застосовується і у нас в СРСР¹. формула Мейера має вигляд:

$$E = D(15 + 3w), \quad (4)$$

де E —місячний шар випаровування в мм,

D —середній місячний дефіцит вологості повітря, вирахований за середніми місячними температурою та абсолютною вологістю,

w —середня місячна швидкість вітру в м/сек.

Крім формули Мейера для обчислення висоти шару випаровування через дефіцит вологості є ще ряд формул інших авторів, як от формула Штелінга, Fitzgerald'a, Parschall'a, Carpenter'a та інші.

Наведених прикладів досить, щоб показати, як широко застосовується така важлива кліматична характеристика, як дефіцит вологості повітря в гідрологічних дослідженнях та обчисленнях.

Як видно з наведених вище прикладів, дефіцит вологості в гідрологічних обчисленнях вводиться до розрахунку або в середніх багатолітніх виводах (норма стоку, коефіцієнт варіації), або в середніх місячних (випаровування з водної поверхні).

На жаль, в обробках метеорологічних елементів, що їх виконують ГМК, здебільшого немає даних про дефіцит вологості, а тому ці обробки доводиться робити безпосередньо при гідрологічних дослідженнях та обчисленнях.

¹ Питання про застосування формули А. Мейера в наших умовах розроблене в науково-дослідному інституті водного господарства УАН у праці інженера А. М. Сотченка та інженера М. В. Малковського, під загальним керівництвом професора Огієвського: „Норми втрат на випаровування з водної поверхні в басейні р. Дніпра“, вид. УАН, 1935 р.

При обчисленні середніх місячних і середніх багатолітніх значень дефіциту вологості повітря натрапляємо на такі труднощі практичного порядку: правильне середнє значення дефіциту вологості за певний період (місяць, рік, багатоліття) можна одержати, лише обчисливши його, як середнє арифметичне з окремих значень дефіциту вологості, визначених за строковими спостереженнями над основними метеорологічними елементами¹. Такий порядок обчислення середніх значень дефіциту вологості для року і особливо для багатоліття потребує багато праці й часу.

Тому, щоб спростити обчислення, Ольдекоп запропонував формулу для обчислення середніх місячних значень дефіциту вологості повітря, яка має вигляд:

$$d = d_1 + 0,09 A^2 \frac{d^2v}{dt^2}, \quad (5)$$

де d — середній місячний дефіцит вологості, що відповідає строковим спостереженням;

$d_1 = V - v$ — дефіцит вологості, обчислений за пружністю водяної пари, що насичує повітря і відповідає середній місячній температурі, та за середньою місячною абсолютною вологістю повітря;

A — різниця між максимальною температурою із строкових спостережень за місяць і середньою місячною температурою;

$\frac{d^2v}{dt^2}$ — друга похідна пружності пари по температурі.

Значення величин V і $\frac{d^2v}{dt^2}$ залежно від температури подаємо нижче в таблиці 1, взятій нами з праці професора А. В. Огієвського².

Якщо формулу (5) Ольдекопа написати у вигляді

$$d - d_1 = 0,09 A^2 \frac{d^2v}{dt^2}, \quad (6)$$

то права частина цього рівняння даватиме поправку на дефіцит вологості повітря, що його обчислено за середньою місячною температурою та абсолютною вологістю. Середні місячні значення дефіциту вологості, обчислені за середніми місячними температурами та абсолютною вологістю, завжди будуть менші від справжніх значень d приблизно до 20%, бо пружність пари, яка відповідає середній місячній температурі t^0 , не дорівнює середній з окремих пружностей пари, що відповідають температурам окремих строкових спостережень.

¹ Це, звичайно, не стосується вищенаведеної формули Мейера, як такої, що її складено виходячи з значень D , вирахованих за середніми місячними характеристиками.

² Проф. А. В. Огієвський, Гідрологія (басейнів суходолу), вид. „Вугілля і руда“, Харків—Київ, 1933 р.

Поклавши в рівнянні (6) $\frac{d^2v}{dt^2} = f(t^0)$, одержимо його у вигляді:

$$d - d_1 = 0,09 A^2 f(t^0). \quad (7)$$

Графічна інтерпретація цього рівняння подана на рис. 1, де по осі абсцис відкладено температури t^0 від -15° до $+25^\circ \text{C}$, а по осі ординат значення поправок $d - d_1$.

Значення поправок $d - d_1$ залежно від $f(t)$ для різних значень A від 2 до 20 подано у вигляді окремих галузок групи кривих, що зображує рівняння (7).

Таблиця 1

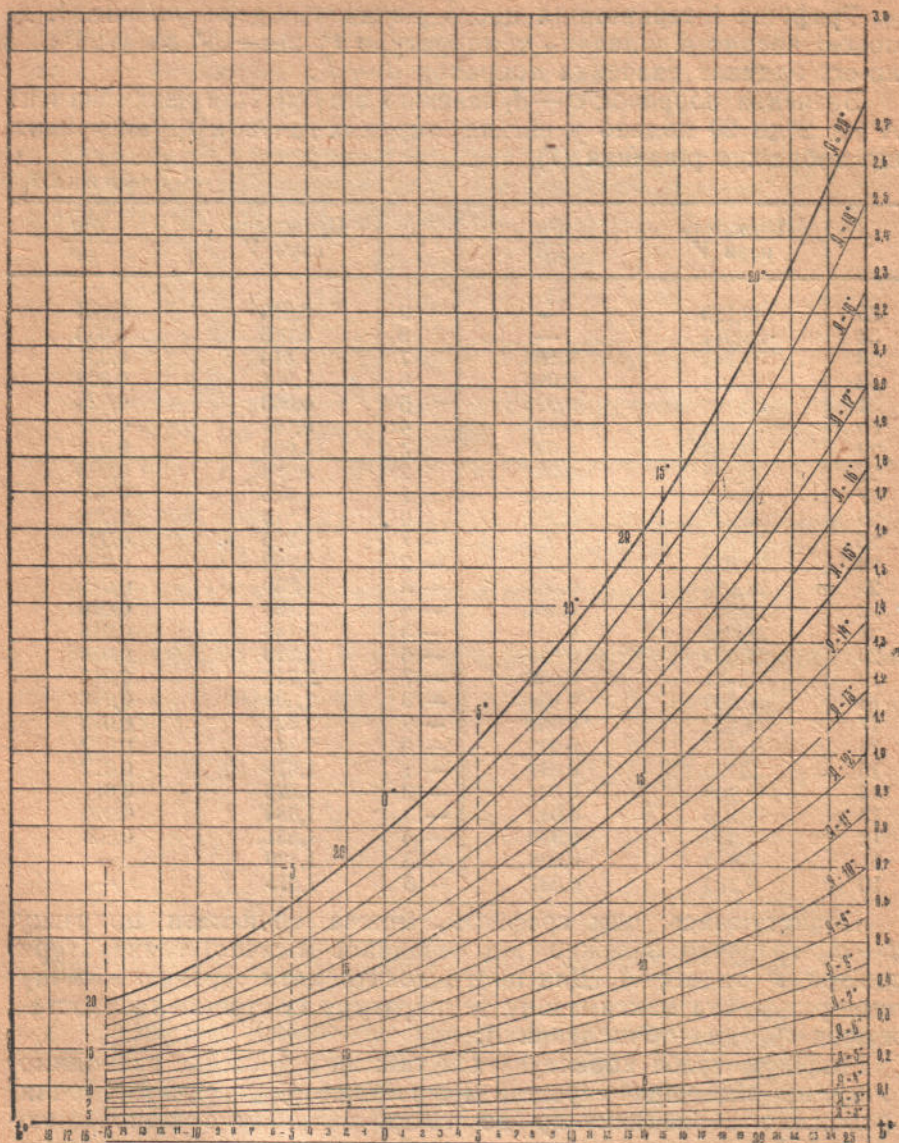
t^0	Пружність пари V	$\frac{d^2v}{dt^2}$	t^0	Пружність пари V	$\frac{d^2v}{dt^2}$
35	42,188	—	9	8,610	0,034
34	39,911	—	8	8,046	0,033
33	37,741	0,103	7	7,514	0,031
32	35,674	0,099	6	7,014	0,300
31	33,706	0,095	5	6,543	0,028
30	31,834	0,091	4	6,101	0,027
29	30,052	0,087	3	5,685	0,025
28	28,558	0,084	2	5,294	0,023
27	26,747	0,080	1	4,926	0,022
26	25,217	0,077	0	4,579	0,022
25	23,763	0,074	— 1	4,255	0,021
24	22,333	0,071	— 2	3,952	0,020
23	21,074	0,068	— 3	3,669	0,019
22	19,832	0,064	— 4	3,404	0,018
21	18,655	0,061	— 5	3,158	0,016
20	17,639	0,059	— 6	2,928	0,014
19	16,481	0,056	— 7	2,712	0,014
18	15,480	0,054	— 8	2,509	0,013
17	14,533	0,051	— 9	2,321	0,013
16	16,637	0,049	— 10	2,144	0,012
15	12,790	0,047	— 11	1,979	0,012
14	11,989	0,044	— 12	1,826	0,011
13	11,233	0,042	— 13	1,684	0,010
12	10,519	0,040	— 14	1,551	0,009
11	9,845	0,038	— 15	1,429	—
10	9,210	0,037	— 16	1,315	—

Користуючись цим графіком, можна обчислити поправку $d - d_1$ графічно залежно від середньої місячної температури повітря t^0 та від A . Для цього досить мати середню місячну температуру та максимальну температуру із строкових спостережень t_m^0 для обчислення A .

Графіком треба користуватися так: на осі абсцис знаходимо точку, що відповідає середній місячній температурі, з цієї точки проводимо перпендикуляр до точки перетину з відповідною галуззю A і, проектуючи цю точку на вісь ординати, читаємо відповідний відлік поправки.

Крім графіка, показаного на рис. 1, автор побудував ще номограму (рис. 2) в логарифмічних шкалах для обчислення поправок на дефіцит вологості за формулою Ольдекопа.

Номограма побудована в границях: для A — від 2 до 30; для $\frac{d^2v}{dt^2}$ — від 0,010 до 0,080 і для $d-d_1$ — від 0,01 до 4,00.



— + Рис. 1

Графік для обчислення поправок на дефіцит вологості повітря за формулою
 Ольдекона $d-d_1 = 0,09A^2 \frac{d^2v}{dt^2}$

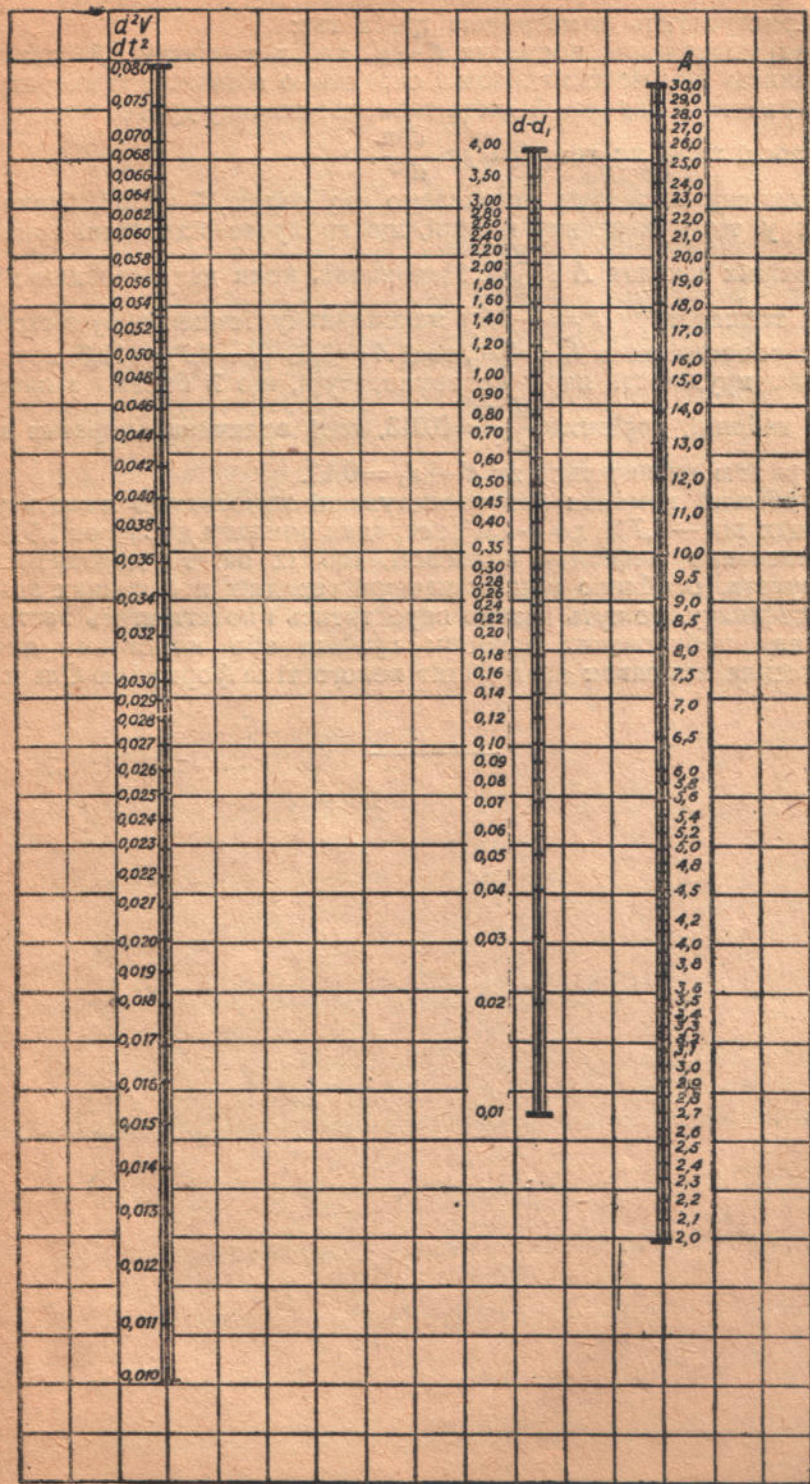


Рис. 2

Номограма для обчислення погіршення повітря на дефіцит вологості повітря за формулою Ольдекона $d-d_1 = 0,09A^2 / dt^2$

Користуватись номограмою треба так:

Для обчислення поправки $d - d_1$ треба спочатку обчислити A (різницю між максимальною і середньою місячною температурами) і взяти з наведеної вище таблиці величину другої похідної пружності пари по температурі $\frac{d^2v}{dt^2}$.

Величину поправки визначаємо по середній шкалі, беручи відлік у точці перетину прямої, що сполучає відповідні точки на крайніх шкалах A і $\frac{d^2v}{dt^2}$. Наприклад, коли дано середню місячну температуру $t^{\circ} = -8,7^{\circ}$, максимальну температуру з строківих спостережень $t_m^{\circ} = 3,6^{\circ}$, тоді $A = 3,6 - (-8,7) = 12,3$; друга похідна пружності пари по температурі, що її беремо з наведеної таблиці, дорівнює $\frac{d^2v}{dt^2} = 0,013$, тоді величина поправки за номограмою визначиться як $d - d_1 = 0,18$.

Найбільші помилки при користуванні номограмою лежать у границях від $-1,7\%$ до $+2,8\%$; середня помилка дорівнює $1,5\%$.

Обчислення дефіциту вологості, що їх багато доводиться виконувати, особливо при визначенні середніх побасейних значень дефіциту, можуть значно спроститись і полегшитись застосуванням побудованих автором графіка або номограми для обчислення поправок на дефіцит вологості за формулою Ольдекопа.

ЗМІСТ

✓ ✓ Проф. Г. И. Сукомел—До теорії перелива з широким порогом	3	2-к
✓ ✓ Доц. І. В. Журавель—Гідравлічний розрахунок споруд. Частина І. Безнапірні труби круглого перерізу	11	2-к
✓ ✓ Проф. А. В. Огієвський—Про розрахунок багатолітнього регулювання стоку	40	2-к
✓ Инж. М. В. М'яковський—До питання про обчислення дефіциту вологості повітря	60	2-к

Помічені помилки до книжки Київського Гідро-Меліоративного інституту
 „Збірник наукових праць“

Стор.	Рядок	Надруковано	Треба	З цієї вини
12	7 знизу	$= - \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right)$	$= \frac{r}{2} \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right)$	друкарні
19	3 зверху	$\frac{8Q^2}{gF^2} =$	$\frac{8Q^2}{gF^6} =$	автора
27	4 знизу	$\mathcal{E}_B < \mathcal{E}_B$	$\mathcal{E}_B < \mathcal{E}_0$	"
28	7 зверху	$\mathcal{E}_x \pm 1 + h \cong \mathcal{E}_x + \frac{\alpha Q^2}{2gF_x^2}$	$\mathcal{E}_x \pm 1 + hw = t_x + \frac{\alpha Q^2}{2gF_x^2}$	"
32	9 зверху	$0,003 > I_k$	$0,003 < I_k$	"
63	6 зверху	$f(t)$	$f(t_0)$	"

БЕЗКОШТОВНО