

П

У

551.48
H-19

551.48
H-19

У. С. Р. Р.
 НАРКОМЗЕМСПРАВ
 ВІДДІЛ ЗЕМЛЕВПОРЯДЖЕННЯ ТА МЕЛІОРАЦІЇ
 ГІДРОМЕТРИЧНА СЛУЖБА

Інж. В. НАЗАРОВ

ОГЛЯД ФОРМУЛ І НОРМ МАКСИМАЛЬНОГО
 ЗБІГУ ЗЛИВОВОЇ ТА ВЕСНЯНОЇ ВОДИ,
 ТА УМОВИ ВЖИТКУ ЇХ ДЛЯ РІЗНИХ
 ТИПОВИХ РАЙОНІВ УКРАЇНИ

1551
 Гідромеліоративний
 Інститут в Києві

с/д

✓

З ПЕРЕДМОВОЮ
 Проф. С. СЕНЮКОВА

переврено
 1986 г.

И

О
 КИЇВ
 1927

MEMORANDUM
TO: [illegible]
FROM: [illegible]
SUBJECT: [illegible]

Київський Окрліт № 2682
Держтрест „Київ-Друк“,
Гілка фото-літо-друк.
Зам. № 1766-100.

Вступ.

Явища максимального збігу, що їх справили зливи або весняні води, становлять одне з основних питань у проєктуванні водотічних отворів по гідротехнічних та дорожніх спорудах і каналізаційних каналах, бо від правильного розв'язку цього питання залежить як доцільність обраної конструкції споруди й докладня її робота, так і її економічність.

Що-до споруд, будованих на більш-менш значних водяних потоках, питання звичайно розв'язують найправильніше, роблячи безпосередні гідрометричні спостереження над витратами й рівнями, або самими тільки рівнями річок; згадані спостереження в таких випадках треба організовувати неодмінно, маючи на оці складноту, величезну відповідальність і дорожнечу споруди; зокрема, відомості що-до коливання високих рівнів здебільшого можна зібрати, розпитавшись у місцевих людей.

Зовсім инше маємо що-до споруд, які зв'язані з величиною максимальних витрат малих водозбігів.

Тут про будь-які досить тривалі гідрометричні спостереження нема чого й говорити, а надто, коли часто навіть бракує постійного водозбігу, а є тільки сухий яр або балка, що править за водозбіг лише в певних метеорологічних умовах.

У зв'язку з тим, що безпосередньо визначити максимальний збіг води—надто складна й тяжка робота, а також і з огляду на величезну практичну вагу питання, уже віддавна увагу дослідників притягає спроба теоретично розв'язати його, як явище гідродинамічне, або здобути якісь практично виправдані формули й норми максимального збігу, обробляючи наявні матеріяли та пізніш узагальнюючи їх для різних умов збігу.

Проте, на шляху теоретичних досліджень з метою віднайти залежність між невідомою величиною збігу, виявленою в скінченій математичній формі, та факторами, що спричиняються до неї і позначаються на ній, стоїть ціла низка непереможних труднощів. Число факторів, що обумовлюють явище збігу, величезне, їх можна стрінути в природі в безконечній низці комбінацій, отже, узагальнений вираз збігу за якийсь час, виявлений математичною формою, призведе до сукупности диференційних рівнянь в часткових змінних, а це буде математичний символ, якого в скінченій формі не розв'язати. Звідси неминучі всякі спрощення, ігнорування впливу цілої низки факторів. Явище збігу розглядають так, ніби воно одбувається в якійсь ідеальній обстанові, що й призводить неухильно до штучного його трактування.

Звичайно для практичних цілей немає потреби в точному облікові всього явища збігу, важить лише те, щоб дані формули й норми збігу відповідали нормальній праці проєктованих споруд, на підставі їх розрахованих, за повного навантаження протягом певної кількості років, додержуючися, з другого боку, умов економічності, щоб-то за технічно й економічно виправданих коефіцієнтів безпеки.

Проте, запроваджені спрощення такі великі, що про будь-яке цілковите узагальнення всіх можливих форм явища збігу нема чого й говорити, і неминуче треба прикласти до формули залежності низку поправочних коефіцієнтів, пристосовуючись до найтиповіших умов збігу.

А вартість та ймовірність застосованих коефіцієнтів, як теоретичних, так і емпіричних формул та норм, цілком залежить од певності матеріялу спостережень, на підставі якого їх виведено, багатства його що-до тривалости й числа спостережень та різноманітности обставин збігу, у яких їх проведено, і якости цього матеріялу що-до систематичности спостережень та числа елементів збігу, які правила за об'єкт спостереження.

Саме оці вимоги мало не завжди надто недостатні.

Є багато формул і норм максимального збігу, що засновані лише на поодиноких спостереженнях.

Пояснюється це тим, що спеціальних систематичних спостережень над явищем максимального збігу як великих, так і малих водозбігів з об'єктом вивчення бодай найважливіших факторів, що його обумовлюють, зовсім не робилося. Перед очима маємо тільки порізнений випадковий матеріял спостережень над проходом весняної та літньої зливової води, головним чином, крізь штучні споруди залізниці, вряди-годи доповнений даними з супровідної метеорологічної обстанови явища збігу.

У нас на Україні більш-менш систематичні спостереження над явищами максимального збігу зливової води малих водозборів ведено було в районі 2-ої Катерининської залізниці на Пологівській дощомірній сітці, що її організувала ця залізниця з ініціативи та за керівництвом інженера Долгова, за період 1906—1911 р.р.

Та й ці спостереження, хоч і дали вони рясний і цінний матеріял, не охоплювали збігу всебічно, а в упорядженні й розташуванні приладів дощомірної сітки помітно випадковий характер (пристосування до залізничної колії), не здатний задовольнити вимоги рівномірного розподілу.

Такі несприятливі умови для розгляду питання про явище максимального збігу обумовили те, що нині немає загально визнаних, виправданих всіма випадками практики формул або норм.

Широко прикладані в практиці залізничного будівництва норми Кестліна та Кестліна-Ніколаї уже становлять об'єкт всебічної критики й нині їх наново перероблюють у відповідних органах Н. К. Ш (1)¹.

У царині меліоративного й водяного будівництва теперішні інструкції зазначають цілу низку таких формул, серед них і Кестлінову, даючи практикам волю вибирати ту або цю з них.

Звичайно, такий розв'язок питання не достатній, бо спеціалістові—практикові немає часу розбиратися в вартостях котроїсь формули; йому треба простої й точної вказівки: з яких норм користуватися в даній обстанові.

Теоретично, правдивіший шлях—це поставити спеціальні спостереження в справі обліку всіх складових факторів максимального збігу й організувати такі спостереження по найтиповіших кліматичними, ботанічними, ґрунто-геологічними та топографічними умовами районам України.

Матеріяли цих спостережень дозволили-б провести порівняльну оцінку придатности тих засобів, визначати максимальний збіг, що

¹) Цифри у дужках вказують на літературні джерела (див. показник літератури).

нині існують і, в разі потреби, виробити відповідні до дійсних умов нові, норми обрахунку.

Але такий шлях застерігає, що розв'язати питання пощастить лише за кілька літ, а крім того—він потребує витрати чималих коштів.

Отже, як конче потрібну підготовчу роботу в царині дослідження поставленого питання з одного боку, а з другого, щоб трохи полегшити практикам вибір норми більшою чи меншою мірою відповідної для даної обстанови збігу, і складено цей огляд.

До нього занесено найвідоміші формули та норми максимального збігу разом з критичною оцінкою їх, поданою в різних працях спеціалістів з цього питання.

Матеріал систематизований.

Наостанці висловлено деякі міркування про умови застосування тієї або цієї формули або норми серед природньої обстанови українських водозборів.

Роблячи гідротехнічні обрахунки, за міру максимального збігу беруть найбільшу секундну витрату на даному перерізі, яку маємо під найнесприятливіші метеорологічні умови на вищому водозборі (або-ж цю таки витрату, віднесenu до 1 кв. одиниці площі водозбору). Залежно од величини цього водозбору та географічного положення його максимальна витрата може утворитись у нас і од збігу весняної води (розтавання снігу), або од великих літніх злив.

Перше переважно спостерегаємо у водозбігах північних та північно-східних частин СРСР. Друге, головним чином, у південній смузі СРСР для водозборів не більших за 1500—2000 кв. км. Інж. Д. Кочерин (2) встановляє на підставі даних матеріалів наближені площі величини водозборів, або як їх зве інж. Кочерин, „площі поділу“, які відповідають умові, що при значеннях площ водозборів менших за такі, максимальний збіг утворюється від зливної води, а при більших значеннях—од весняної води. А саме: „для північної смуги (північніше за лінію Ленінград—В'ятка або, навіть, Ленінград—Казань), поділо-площу можна практично вважати за 0. Далі на південь до широти Твери—Володимира розподільча площа зростає до 15—25 кв. км.; на широтній течії Оки (Калуга—Рязань становить до 50 кв. км. і починає далі перевищувати цю межу, добігаючи на півдні до 2000 кв. км.“

За даними спостережень 2-ої Катерин. зал. (3) граничною площею з максимальною повинню од злив слід брати 1100 кв. верстов.

Американський гідролог А. Мейер (4) для кліматичних умов П. А. С. Ш. вважає, що повені в басейнах менших за 1000 кв. миль (приблизно 2600 кв. кілом.) площиною майже незмінно бувають у наслідок великих злив.

Чимало російських авторів формул беруть звичайно за межу площі водозбору—50 кв. верстов, при якій ще обраховують отвори споруд на збіг зливної води.

Формули та норми максимального збігу, уживані за кордоном.

А. Формули каналізаційного типу.

Загальна формула збігу. Загальний вираз збігу за якийсь момент часу завжди подають у функції найголовніших елементів, що його обумовлюють, а саме: кількості випалих або поталих опадів за цей

протяг часу на одиницю площі та площу водозбору. В обрахунках каналізаційних систем віддавна виходять (5) з формули виду:

$$Q = \varphi \phi R F \dots \dots \dots (1)$$

де Q — витрата води на данім перерізі в куб. одиницях за секунду.
 R — найбільша кількість води, що випадає за секунду на одиницю площі.

F — площа водозбору в кв. одиницях.

$\phi \leq 1$ — коефіцієнт, що облічує витрату випалих опадів на вбирання в ґрунт та випарування.

За Фрюлінгом (6) значення його одмінюються, залежно від характеру збудування міста з 0,90 до 0,01.

ТАБЛИЦЯ 1.

№№	Які за буд у в а н н я	ϕ
1	Старі суцільно забудовані частини міста	0,7 — 0,9
2	Міські квартали з будівлями щільно прилеглими одна до одної	0,5 — 0,7
3	Міські квартали з будинками, оточеними садами	0,25 — 0,5
4	Незабудовані майдани залізничних станцій, торговельні майдани то-що	0,1 — 0,3
5	Сади, парки, поля	0,05 — 0,25
6	Ліси, що прилягають до міської території	0,01 — 0,20

Нарешті $\phi \leq 1$, коефіцієнт, збігу, що показує відношення можливої найбільшої площі, що нею біжуща вода наближається одночасно до даної споруди, до всієї площі водозбору.

Цей коефіцієнт тільки для малих водозборів (до 2 кв. клм.) дорівнює одиниці, а для більших водозборів він менший за одиницю, бо найбільші зливи, які беруть до уваги в обрахункові, звичайно бувають нетривалі, пересічно до 30 хвилин, і по довгих водозборах хвилі води з найвіддаленіших частин водозбору можуть добутися даного перерізу аж тоді, як злива в найближчих частинах перейде, отже найбільшій витраті відповідатиме збіг не з усієї площі водозбору, а з її частини φF , де φ менше за 1.

В літературі про каналізаційні питання його звать коефіцієнтом затримання збігу.

Деталізуючи в наведеній вище формулі (1) значіння ϕ , φ та R залежно від цілої низки факторів, що на них впливають, як ось: рел'єф та конфігурація місцевости, характер ґрунту, кліматичні й ботанічні умови водозбору, доходимо низки інших складніших виразів збігу.

Опріч того, маючи величину R не лише за кількість випалих опадів, але й за як-найбільшу можливу кількість води, яка прибуває пересічно на 1 кв. одиницю водозбору за одиницю часу з талого снігу, можна вважати, що формула (1) подає досить узагальнений вид явища максимального збігу.

Формули Згаданий вище коефіцієнт φ в технічній літературі про типу Бюрклі-Ціглера (Burkli-Ziegler). розрахунок каналізаційних систем на дощову воду звичайно виявляють як функцію від площі водозбору узагальненою формулою (5):

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$$

при чому показникові кореня надають значення від 2 до 7, залежно від індивідуальних умов місцевости.

Вперше до формули витрати з коефіцієнтом такого виду для обрахунків каналізаційних каналів прийшов Бюрклі-Ціглер (6) (Цюріх, 1880 р.).

$$Q = 0,5R \sqrt[4]{\frac{i}{F}} \dots \dots \dots (II)$$

де Q — найбільша витрата в sl/ha (секундолітр на 1 гектар),
 R — в sl/ha кількість дощу в літрах, який випадає за 1 сек. на площі в 1 гектар,
 i — похил у тисячних (при $1/1000 = 1$).

Не зважаючи на численні хиби формули (II), вона далеко поширилася в Північній Америці та Англії (7—10), маючи такий вигляд:

$$Q = \phi R \sqrt[4]{\frac{i}{F}} F \dots \dots \dots (II')$$

де Q — витрата в кубо футах за секунду,
 ϕ — коефіцієнт вбирання, який беруть за
 $\phi = 0,75$ для брукованих вулиць,
„ $= 0,625$ в середніх умовах
„ $= 0,31$ для передмістя з садами й луками.
 R — пересічна кількість опадів у куб. футах за секунду на один акр підчас найбільшого дощу (що рівне з числом випалих дюймів за 1 годину),
 F — каналізаційна площа в акрах,
 i — пересічний похил площі в тисячних.
На метричні міри (Q в куб. метрах та R в куб. метрах на 1 квадрат. клм. F у квадрат. кілом.), формула має вигляд:

$$Q = 0,252 \phi R \sqrt[4]{\frac{i}{F}} F.$$

За типом Бюрклі-Ціглерової формули побудовано ще цілу низку формул, де різні автори пробували, одмінюючи показника кореня у виразі коефіцієнту затримання збігу, пристосуватися до різних місцевих умов.

Так, до обрахунку вісбаденської каналізації Брікс (5—6) запропонував узяти

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$$

як придатніший для крутих схилів, а звідси

$$Q = \frac{\phi R}{\sqrt[6]{F_1}} F \dots \dots \dots (III)$$

Майріх (5—6) подає:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[7]{F}} \quad \text{і} \quad Q = \frac{\phi R}{\sqrt[7]{F}} F \dots \dots \dots (IV)$$

У Півн. Америці великої популярності набула формула Mc-Math'a (1887 р.) (7—10).

$$Q = \phi R \sqrt[5]{\frac{i}{F}} F \dots \dots \dots (V)$$

де значення коефіцієнту ϕ хитаються між 0,1 та 0,8 (непрониклива поверхня), а R з 1 дюйма до 2,75 дюймів на годину, Q — куб. фут./сек.; F — в акрах.

У початковому вигляді формулу створено на підставі спостереження над зливою в С.-Луї, що давала 2,75 дюймів на годину, при $\psi = 0,75$.

На метричні одиниці та сама формула набирає вигляду:

$$Q = 0,332 \psi R \sqrt[5]{\frac{i}{F}} F, \text{ де}$$

Q — куб. метр/сек. — витрата з усієї площі водозбору,
 F — кв. кілометр. — площа водозбору.

Загалом кажучи, вживаючи формули з коефіцієнтом затримання збігу взірця $\psi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$, рекомендують менше значення 4, показника

кореня брати для улогих місцевостей і більше 7 та 6 для крутих, перерізаних місцевостей.

Вкажемо ще на низку дальших формул того ж таки типу (8, 9):

Пармлея (1898 р.)
(Parmley)

$$Q = \psi R F \sqrt[6]{\frac{i^{1,5}}{F}} \dots \dots \dots (VI)$$

де ψ від 0 до 1; $i = 4,0$ для Клевленда.

Грегори (1907 р.)
(Gregory)

$$Q = \psi R F \frac{i^{0,186}}{F^{0,14}} \dots \dots \dots (VII)$$

для непроникливих площин $\psi R = 2,8$.

Адамса (1880 р.)
(Adams)

$$Q = \psi R F \sqrt[6]{\frac{i^{0,5}}{F R}} \dots \dots \dots (VIII)$$

де $R = 1$; $\psi = 1,837$

Хокслея, прибрана для Лондона (9)
(Hawksley)

$$Q = 0,7 F \sqrt[4]{\frac{i}{F}} \dots \dots \dots (IX)$$

Хокслея, прибрана для Нью-Йорку (9)

$$Q = 1,4 F \sqrt[4]{\frac{i}{F}} \dots \dots \dots (X)$$

Обидві ці формули по суті лише окремий випадок Бюрклі-Ціглерової формули Герінга формула (8)
(Hering) (1889)

$$Q = \psi R F^{0,85} i^{0,27} \dots \dots \dots (XI)$$

де ψR від 1,02 до 1,64

1,02 для передмість,
1,64 для міст,
 i — похил в тисячних.

Таблична формула прибрана для Нью-Йорку (9)

$$Q = \psi R F \sqrt[6]{\frac{i^{1,62}}{F}} \dots \dots \dots (XII)$$

де ψR від 1,05 до 1,62.

У всіх написаних виразах

- Q — найбільша витрата в куб. фут./сек.,
- F — площа в акрах,
- i — похил в тисячних,
- R — макс. інтенс. дощу в дюймах за 1 годину.

Усих цих формул уживають для площ, що менші за одну, дві тисячі акрів (4 — 8 кв. кілом.).

Останнім часом у практиці обрахунків каналізаційних систем користуватись з формул, що мають коефіцієнти затримання збігу, залишено, а зменшення розраховуваної кількості води, виявлене коефіцієнтом φ , визначається досить точно, як побудувати припливні криві для долішніх вузлових пунктів сітки (12).

Каналізаційні формули Кюхлінга (Kuichling) та Ллойд-Девіса (Lloyd-Davis). Крім зазначеного типу формул, у практиці обрахунку каналізаційних систем уживають ще й таких (6—10) Кюхлінга: $Q = Fat(b - ct) \dots \dots \dots$ (XIII) де Q — витрата в куб. фут./сек.

F — площа водозбору в акрах,
 t — час, потрібний на те, щоб концентрувати зливову воду коло гирла, або, інакше формулюючи, тривалість зливи в хвилинах інтенсивності $(b - ct)$; для абсолютного максимуму $t = \frac{b}{2c}$; a, b та c — емпіричні коефіцієнти, що одмінюються залежно від кліматичних умов місцевості; зокрема для Рочестера

Кюхлінг дав $b = 2,1$; $c = 0,0205$,

коли інтенсивність $r = \frac{12}{t^{0,06}}$, де r в дюймах за годину.

$a = \frac{P}{t}$, де P — водонепропускна частина поверхні.

На метричні одиниці та-ж таки формула має вигляд:

$$Q = 70Fat(b - ct) \dots \dots \dots$$
 (XIII)

де Q секундолітр/гектар, F в гектарах.

Формула (7) Ллойд-Девіса. $Q = (60,5 \times \frac{60}{Tc} R) Ap \dots \dots \dots$ (XIV)

де Q — найбільша витрата в куб. фут./сек.
 Tc — час концентрації у хвилинах (час збігу найдовшим колектором),
 R — кількість дощу в дюймах височини за протяг часу Tc ,
 Ap — частина водонепропускної площі в акрах¹⁾

¹⁾ Подаємо ще кілька каналізаційних формул, що дають безпосередньо діаметр колектора, а саме (10):

Формула Хок-слея. (1857) $lgD = \frac{3 lgA + lgN + 6,8}{10} \dots \dots \dots$ (XV)

де D — діаметр колектора в дюймах,
 A — число акрів каналізованої площини,
 N — довжина в футах, протягом яких спадання колектору—1 фут.

Формула Адамса. $lgD = \frac{2 lgA + lgN - 3,79}{6} \dots \dots \dots$ (XVI)

де D, A, N мають ті самі значення, що й у Хокслезівій формулі.

Формула Керквуда. (Kirkwood) $D = (\frac{N^2}{5804i})^6 \dots \dots \dots$ (XVII)

де D — діаметр колектора в футах,
 i — похил,
 N — число акрів площини.
У формулах Керквудовій та Адамсовій передбачають збіг на 50% при максимумі дощу в 1 дюйм (25,4 м/м).

Усі подані формули, як зазначалося, створено й пристосовувано до умов обрахунку збігу в міській обстанові, що різняться від умов збігу в природніх місцевостях тим, що певну частину водозбору мають за непроникливу для води.

Здебільшого вжиток їх обмежується тільки тими умовами, для яких їх виведено й через те користування ними без попередньої перевірки коефіцієнтів для умов даної місцевості може призвести до видимих помилок.

Б. Формули максимального збігу з великих водозборів.

Формула Шам'є (Chamier). Для умов природніх місцевостей Бюрклі-Ціглерів принцип був вжитий у формулі Шам'є (7)

$$Q = 640R\phi\sqrt[4]{\frac{F}{F}} \dots \dots \dots \text{(XVIII)}$$

де Q — витрата в куб. фут./сек. з усієї площі;

640 — переходовий коефіцієнт од інтенсивности зливи в дюймах за годину до відповідної їй кількості води у куб. фут./секунду, що випадає на 1 кв. милю;

R — інтенсивність зливи у дюймах за годину (що відповідає числу куб. фут./секунду на 1 акр);

F — площа водозбору в квадр. милях;

ϕ — коефіцієнт вбирання за Шам'є:

для рівнин, піщового ґрунту, ріллі	від	0,25	до	0,35
„ лук, положистих схилів, перепустного ґрунту „	„	0,35	„	0,45
„ лісових спадів з цупким або кам'яним ґрунтом „	„	0,45	„	0,55
„ гірської скелястої місцевості або непроникливого ґрунту	„	0,55	„	0,65

Формула Паркера. Спрощений тип подає Паркер (9)

$$Q = 640\phi RF \dots \dots \dots \text{(XIX)}$$

Значення величин у формулі ті самі, що й у попередній;

ϕ відповідає наведеній вище таблиці Шам'є.

Величину R — інтенсивність дощу у дюймах за одну годину, обирають на підставі „критичного періоду“ t хвилин, за який Паркер вважає час, потрібний на те, щоб дощова вода від скрайнього пункту водозбору (найвіддаленішого од перерізу, де шукають витрату досягла даного перерізу.

Приблизно t визначають (коли немає жадних даних) рівністю:

$$t = \frac{\text{максимальний вимір площі в футах}}{200 \text{ до } 300}$$

що відповідає пересічній скорості від 3 до 5 фут./сек.

Далі, на підставі місцевих кривих залежності інтенсивності від тривалості дощу, оцінюють можливу максимальну інтенсивність, що відповідає даному критичному періодові¹⁾.

Широко розповсюджені, особливо для попередніх міркувань про збіг річок Півн. Америки та деяких частин Британських островів, формули спрощеного вигляду з одним тільки змінним елементом-площиною водозбору.

Загальний вигляд цього типу формул:

$$Q = cF^n \dots \dots \dots (XX)$$

інакше написано:

$$Q = c \sqrt[p]{F^r},$$

де c коефіцієнт, що характеризує собою всі останні елементи збігу даної місцевості, а показник n завжди менший за одиницю.

По суті, цей тип є тільки дальше спрощення Бюрклі-Ціглерового принципу.

До групи цих формул належать (7—9):

Формула Райвса (Ryves). $Q = c \sqrt[3]{F^2} \dots \dots \dots (XXI)$

де Q — найбільша витрата в куб. фут. з усього водозбору,
 F — площа водозбору в квадр. милях,

¹⁾ В закордонній літературі, головним чином, американській, наводять дуже багато формул залежності між інтенсивністю дощу та тривалістю t , загального вигляду

$$i = \frac{A}{t+B} \text{ або } i = \frac{A}{t^n}, \text{ напр. (4, 8, 9):}$$

Формула Мілля для дуже рідких злив

$$i = \frac{240}{t+30} \text{ дюймів на годину,}$$

Формула Броун-Кона, максим. за 17 літ для Savannah (Georgia)

$$i = \frac{191}{t+30} \text{ дюймів на годину,}$$

Талбота—максим. для Східних Спол. Штатів

$$i = \frac{420}{t+30} \text{ дюймів на годину,}$$

Талбота—максим., що трапляється один раз на 15 літ

$$i = \frac{180}{t+30} \text{ дюймів на годину,}$$

Кларка—максим. один раз на 15 літ

$$i = \sqrt{\frac{324}{t}} \text{ дюймів на годину,}$$

Мейера—для Півн.-Східн. Сполуч. Шт. Америки максимум 100 літ $i = \frac{256}{t+25}$

” ” ” ” ” ” ” ” 50 ” $i = \frac{216}{t+23}$

” ” ” ” ” ” ” ” 25 ” $i = \frac{181}{t+21}$

” ” ” ” ” ” ” ” 10 ” $i = \frac{150}{t+19,5}$

і цілу низку інших формул тих самих або інших авторів.

c — числовий коефіцієнт, уживаний залежно від топографії місцевости в межах від 450 (рівнина) до 1000 (гориста).

(На метричні одиниці: Q куб. метр./сек.; F — кв. кілометр.; коефіцієнт c хитається в межах від 6,75 до 15).

Формулу вживають у Півд. Індії.

Її одміна — формула Кулейя (Cooley) (9)

$$Q = 180 F^{2/3} \dots \dots \dots (XXII)$$

для долини річки горішньої Місісіпі, де, рівняючи, положисті схили.

Формула Дікенса (Dickens)
(7 — 10).

$$Q = 825 \sqrt[4]{F^3} \dots \dots \dots (XXIII)$$

де Q та F як і в Райвсовій;

(На метричні одиниці $Q = 11,55 \sqrt[4]{F^3}$).

Найуживаніша в умовах Бенгалії та інших частинах Півд. Індії. На практиці часто числовий коефіцієнт добирають виходячи з даних досліду.

Так, для Австралії: Кернот (Kernot) подає (9):

$$Q = 400 \sqrt[4]{F^3} \text{ (приблизно)} \dots \dots \dots (XXIV)$$

Формулу складено на підставі даних спостережень над випадками поруйнування мостів та труб для місцевости, що зазнає великих злив і має, рівняючи, не круті схили.

Формула Фаннінга (Fanning)
(8 — 10).

$$Q = 200 \sqrt[6]{F^5} \dots \dots \dots (XXV)$$

(На метричні одиниці Q — куб. метр./сек.; F — кв. клм.; $Q = 2,56 \sqrt[6]{F^5}$), де Q — в куб. фут./сек. витрата з усього водозбору, F — площа в квадр. милях.

Уживають переважно в Півн. Америці.

Щоб визначити нормальну повінь деяких річок Півн. Америки, використовують (7) формулу:

$$Q = c \sqrt[5]{F^4} \dots \dots \dots (XXVI)$$

де Q й F мають ті самі значення.

(На метр. одиниці $Q = 0,0132 c \sqrt[5]{F^4}$ куб. метр./сек.). Значення c :

від 130 до 200 для водозборів Нової Англії,
 „ 60 „ 100 „ „ Східн. та Серед. Штатів,
 „ 12 „ 50 „ західних допливів Місісіпі.

Повені річок Британських Островів з водонепроникливими водозборами гаразд відповідає (9) формула:

$$Q = 500 \sqrt[6]{F^5} \dots \dots \dots (XXVII)$$

(Фаннінгового типу),

тоді, як для водозбору з водопроникливим ґрунтом, формула:

$$Q = 100 \sqrt[3]{F^2} \dots \dots \dots (XXVIII)$$

(Райвсового типу).

До повеневих витрат річок запропоновано старі Дреджові та Крегові формули, що обидві беруть на облік довжину водозбору.

Формула Дреджа (Dredge) (Мадраська залізниця, Індія)
(8, 10).
$$Q = 1300 \frac{F}{L^{2/3}} \dots \dots \dots (XXIX)$$

Формула Крега (Craig) (8, 10).
$$Q = 440 C W \text{hy} \log \frac{8L^2}{W} \dots \dots \dots (XXX)$$

де Q — максимальна повенева витрата в куб. фут./сек.,
 F — площа водозбору в кв. милях,
 L — найбільша довжина в милях,
 W — ширина водозборної площі в милях,
 $C = Vp$ — (в межах від 0,68 до 1,95 для невеликих гірських водозборів),
 V — швидкість наближення повеневої хвилі до перерізу,
 p — коефіцієнт (0,12 до 1,18).

Усі зазначені формули здебільшого мають на оці найбільші витрати річок, цеб-то за об'єктом править збіг з чималих водозборів, але іноді їх застосовують і до умов невеликих водозборних площ.

До тієї самої групи, що має оцінювати найбільші річні витрати, належать формули типу

$$Q = \left(\frac{A}{\sqrt{F} + B} + C \right) F$$

а

$$Q = \left(\frac{A}{F + B} + C \right) F.$$

З них зазначимо:

Формула Гангильє (Ganguillet) (1883 р.) (8).
$$Q = \frac{24 F}{5 + \sqrt{F}} \dots \dots \dots (XXXI)$$

де Q — куб. метр./сек.; F — кв. кілометр., подана для найбільших витрат Швейцарських річок. що різняться від попередньої самими коефіцієнтами Італійська (8), (на ті самі мірі):

$$Q = \frac{32 F}{0,5 + \sqrt{F}} \dots \dots \dots (XXXII)$$

вирахована для річок Північної Італії.

Формула Кресніка (Kresnik) (австрійська) (11):
$$Q_{\max} = \alpha \frac{30 F}{\sqrt{F} + 0,5} \dots \dots \dots (XXXIII)$$

де Q_{\max} — в куб. метр./сек.,
 F — площа водозбору в кв. кілометрах.

Значення α нормально = 1 і тільки для умов дуже затриманого, повільного збігу спадає до 0,6.

Щоб використати формулу для малого водозбору з $F < 1$ кв.кілометр., під коренем завжди беруть $F = 1$.

Формула Мерфі (Murphy) виведена з даних про витрати американських річок:
(8)
$$Q = \left(\frac{46790}{F + 320} + 15 \right) F \dots \dots \dots (XXXIV)$$

де Q куб. фут./сек.; F — у кв. милях.

(На метричні міри: Q куб. метр./сек.; F — кв. кілом.)

$$Q = \left[\frac{1325}{F + 829} + 0,164 \right] F \dots \dots \dots \text{(XXXIV)}$$

Формули Кюхлінга (Kuichlinga) (8) (1901): Дві формули, побудовані, щоб визначити —

$$\text{I-a: } Q = \left(\frac{44000}{F + 170} + 20 \right) F \dots \dots \dots \text{(XXXV)}$$

„випадкові“ повеневі витрати річки Магавк,

$$\text{II-a: } Q = \left(\frac{127000}{F + 370} + 7,4 \right) F \dots \dots \dots \text{(XXXVI)}$$

„рідкі“ повеневі витрати тієї самої річки.

В останніх виразах:

Q — максим. витрата в куб. фут./сек. з усього водозбору,

F — площа водозбору в кв. милях.

Формули Лаутербурга (25, 13).

Нарешті, однотипові з попередніми Лаутербургові формули, що колись були широко відомі за кордоном. Лаутербургові формули дають величину максимального збігу і з малих і з великих площ.

Пристаюючи до Швейцарських кліматичних умов, Лаутербург подає такі три вирази:

1) Найбільшої секундної витрати під затишній дощ на чотири доби, з пересічною добовою товщею випалого шару на 50 $\frac{1}{\text{м}}$ (що відповідає інтенсивності 2 $\frac{1}{\text{м}}$ на годину), виду

$$Q_1 = 0,96 F \left(\frac{7}{6 + 0,001 F} + 0,006 \right) + 0,2 f \dots \dots \text{(XXXVII)}$$

де Q в куб. метр./сек., F — у кв. кілометрах, площа водозбору, а f — площа глетчерів (у кв. клм.), коли вони є у водозборі;

2) Найбільшої секундної витрати під проливний дощ протягом доби з товщею випалого шару води на 250 $\frac{1}{\text{м}}$ (інтенсивність 10 $\frac{1}{\text{м}}$ на годину)

$$Q_2 = q + 2,9 \alpha F \left(\frac{114}{115 + 0,05 F} + 0,007 \right) + 0,12 f \dots \dots \text{(XXXVIII)}$$

3) Найбільшу секундну витрату під зливу протягом години, інтенсивністю в 0,035 $\frac{1}{\text{м}}$ на сек. (або 2,1 $\frac{1}{\text{м}}$ за 1 хвилину).

$$Q_3 = q + 35 \alpha F \left(\frac{32}{31 + F} \right) + 0,05 f \dots \dots \dots \text{(XXXIX)}$$

В останніх виразах q — секундна витрата в куб. метр. води, що постійно збігає, α — змінний коефіцієнт, що залежить від місцевих умов і визначається згідно з таблицею:

Т А Б Л И Ц Я 2.

Характер водозбору	Проникливість ґрунту та пересічна крутина схилу й узбічних збігів								
	Водонепроникливий ґрунт			ґрунт середньої проникливості			ґрунт великої проникливості		
	Крут.	Серед.	Полож.	Крут.	Серед.	Полож.	Крут.	Серед.	Полож.
I. Гірські райони.									
1. Льодовикові простори, морени, густі ліси	0,65	0,55	—	0,55	0,45	—	0,45	0,35	—
2. Поля, ліси	0,75	0,65	—	0,65	0,55	—	0,55	0,45	—
3. Луки та вигони	0,85	0,75	—	0,75	0,65	—	0,65	0,55	—
4. Оголений скелястий ґрунт	0,90	0,80	—	0,80	0,70	—	0,70	0,60	—
II. Горбисті та рівнинні райони.									
1. Густі ліси, валунні та галечні поклади, кам'янисті та піскові пустелі	—	0,55	0,45	—	0,45	0,35	—	0,35	0,25
2. Поля, лісок	—	0,65	0,55	—	0,55	0,45	—	0,45	0,35
3. Луки та вигони	—	0,75	0,65	—	0,65	0,55	—	0,55	0,45
4. Оголений скелястий ґрунт	—	0,80	0,70	—	0,70	0,60	—	0,60	0,50

Норми дощу, що їх ухвалив Лаутербург—найбільші спостережені величини в Швейцарії.

Для 1 випадку Лаутербург прийняв: 1) що четвертого дня збігає вся дощова вода, отже топографічні, ґрунтові та ботанічні умови на величину найбільшого збігу не роблять впливу та 2) що четвертого дня дощ у 1²/₃ раза більший, як попередні 3 дні, цеб-то 83 % добових опадів (≈ 3,5 % на 1 год.).

Використовуючи формули для розрахунку отворів, визначають витрати з усіх трьох і беруть найбільше Q_i .

Для малих водозборів, очевидно найбільше Q_i в розрахункові на зливу, для більших площ може виявитися найбільша витрата з 2-ої або 3-ої формули.

Застосовуючи їх до кліматичних умов, відмінних од Швейцарських, рекомендують уводити поправки в згоді з відношенням $\frac{h}{h_1}$, де h —

височина дощового шару відповідної за Лаутербургом тривалості, а h_1 височина дощу тієї самої таки тривалості для даної місцевості.

Широко відомі в Німеччині й Австрії формули австрійського інженера Ішковського.

Основну формулу дано для пересічної секундної витрати за рік

$$Q_m = 0,03171 C_m H F (XL)$$

де Q_m —витрата в куб. метр./сек.,

H — пересічна кількість опадів за рік у метрах,

F — площа водозбору в кв. кілометрах,

C_m — змінний коефіцієнт.

Для найвищого горизонту дано формулу ¹⁾

$$Q = C_h m H F \dots \dots \dots (XLI)$$

C_h — коефіцієнт, що залежить від рельєфу й ґрунту.

m — коефіцієнт площі.

Значення всіх коефіцієнтів добув Ішковський на підставі багатьох (до 289) безпосередніх вимірів витрат 14 річок, при чому одночасно визначувано і ті елементи, що впливають на збіг: площа водозбору, височина опадів, то-що.

Ці коефіцієнти об'єднано в таблицях 3 і 4.

ТАБЛИЦЯ 3.
Значення коефіцієнта m для F .

	F кв.ад. к.л.м.	m	F кв.ад. к.л.м.	m	F кв.ад. к.л.м.	m	F кв.ад. к.л.м.	m	F кв.ад. к.л.м.	m	F кв.ад. к.л.м.	m
До	1	10	100	7,40	800	5,12	3.500	3,350	30.000	2,801	130.000	1,855
"	10	9,5	150	7,10	900	4,90	4.000	3,250	40.000	2,693	140.000	1,790
"	20	9	200	6,87	1.000	4,70	4.500	3,200	50.000	2,575	150.000	1,725
"	30	8,5	250	6,70	1.200	4,515	5.000	3,125	60.000	2,470	160.000	1,650
"	40	8,23	300	6,55	1.400	4,320	6.000	3,103	70.000	2,365	170.000	1,575
"	50	7,95	350	6,37	1.600	4,145	7.000	3,082	80.000	2,260	180.000	1,500
"	60	7,75	400	6,32	1.800	3,960	8.000	3,060	90.000	2,155	190.000	1,425
"	70	7,60	500	5,90	2.000	3,775	9.000	3,038	100.000	2,050	200.000	1,350
"	80	7,50	600	5,60	2.500	3,613	10.000	3,017	110.000	1,980	225.000	1,175
"	90	7,43	700	5,35	3.000	3,450	20.000	2,909	120.000	1,920	250.000	1,000

Проміжні значення беруть за інтерполяцією.

Значення m належить до усій площі водозбору F , отже, коли водозбір має в собі кілька різних частин $F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots$, то рівність треба писати:

$$Q = m \Sigma (Ch' H_1 F_1 + Ch'' H_2 F_2 + Ch''' H_3 F_3 \dots)$$

Характерні риси взятих 4-х категорій місцевості такі:

I-а категорія: Для місцевостей всякого рельєфу з дуже проникливим ґрунтом та нормальною рослинністю або з мішаним (звичайним) ґрунтом та буйною рослинністю і для полів, коли величина площі $F > 4000$ кв. клм.;

Коли $F < 1000$ кв. клм., застосовують категорію II; для площ $1000 < F < 4000$ кв. клм. — проміжні значення між категоріями I та II.

Для площ водозборів $F < 1000$ кв. клм. категорію I застосовують тільки тоді, коли ґрунт дуже водонепроникливий.

Категорія II. Для всіх річних водозборів з мішаним ґрунтом та нормальною рослинністю по горбовистих та горяних місцевостях, або з таким самим і меншою мірою проникливим ґрунтом у рівнявій і троху горбуватій місцевості.

¹⁾ Для інших горизонтів Ішковський дає формули:

$$\begin{aligned} \text{для абсолютно низького горизонту } Q_0 &= 0,2v Q_m, \\ \text{" середньо-низького " } Q_1 &= 0,4v Q_m, \\ \text{" середньо-меженьового " } Q_2 &= 0,7v Q_m, \end{aligned}$$

де v — коефіцієнт, що залежить від рослинного вкриття, площі водозбору та рельєфу (від 0,4 до 1,0).

ТАБЛИЦЯ ДО ВИЗНАЧЕННЯ C_m та C_h (№ 4).

№№ з черги	Топографія місцевости	C_m	C_h для різних категорій місцевостей			
			I	II	III	IV
1	Болота и низовини	0,20	0,017	0,030	—	—
2	Низькодоли та плескати підвищення . . .	0,25	0,025	0,040	—	—
3	Частиною низькодоли, частиною горби .	0,30	0,030	0,055	—	—
4	Положисті горби	0,35	0,035	0,070	0,125	—
5	Частиною середня горяність, частиною гори або самі круті гори	0,40	0,040	0,082	0,155	0,400
6	Підвищення, як: Ардени, Айфель, Вестервальд, Фогельвальд, Оденвальд та відлоги великих гір, пересічно	0,45	0,045	0,100	0,190	0,450
7	Підвищення, як: Гарц, Тюрингенський ліс, Рен, Франкенвальд, Фіхтельгембірге, Ерцгембірге, Богемський ліс, Віденський ліс та інші, пересічно . . .	0,50	0,050	0,120	0,225	0,500
8	Підвищення, як: Шварцвальд, Вогези, Ризенгембірге, Судети, Бескиди то-що, пересічно	0,55	0,055	0,140	0,290	0,550
9	Високі гори, залежно від крутини . . . {	0,60	0,060	0,160	0,360	0,600
		0,65	0,065	0,185	0,460	0,700
10	Найбільші значення	0,70	0,070	0,210	0,600	0,800

Для площ $F < 150$ кв. клм. користуватися з III категорії, для $150 < F < 1000$, з комбінації між II та III категоріями.

Категорія III. Коли непроникливі ґрунти з нормальною рослинністю по місцевостях з крутими схилами й горбками та на горах для площ $F < 5000$ кв. клм.;

Для $5000 < F < 12000$ кв. клм. проміжні значення між II та III; над цю межу — II категорія або зважаючи на обставини, комбінація з I та II. Для малих водозборів з чималими похилами, коли $F < 50$ кв. клм. — уживати IV категорію. Між $50 < F < 300$ кв. клм. — проміжні значення III й IV.

Категорія IV. Для дуже водонепроникливих ґрунтів, з мізерною рослинністю або без неї, по місцевостях з крутими горбами й на горах, та ще тоді, коли F до 300 кв. клм.

Зовсім інші кліматичні умови як усього ССРР, так зокрема й самої України, обумовлюють непридатність табличних коефіцієнтів Ішковського до наших умов, або, в крайньому разі, вони потребують перевірки й відповідних корективів.

Зокрема, що-до формули найвищої витрати, у Західній Європі найбільші річні повені бувають під обложні дощі й відношення між ними та заведеною в формулу сумою опадів за рік буде не те, що між цією самою таки сумою й твердими опадами, яких набралось за зіму, або-ж великими короткими зливами, що призводять у нас до найбільших повеней на невеликих водозборах, отже й значення C_h будуть відповідно инакші.

Таким чином, без переобчислення коефіцієнтів для різних районів СРСР, формула максимальної витрати Ішковського мало придатна.

З інших формул максимального збігу річок, зазначимо формулу й таблиці Шпехтові (10), формулу Пашерову (11) та Фуллерову (4,8).

Першу будують на підставі визначення такого випадку дощу, за якого з даного водозбору мають найбільшу витрату.

Формула Шпехта.

Т А Б Л
Найбільші кількості опадів у

Тривалість дощу Місцевість	Г О Д											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Горяна	21,7	14,2	11,7	8,83	7,14	6,03	5,19	4,61	4,14	3,75	3,44	3,31
Горбовиста	19,7	10,2	7,11	5,50	4,56	3,94	3,50	3,17	2,90	2,69	2,53	2,39

Т А Б Л
Найбільший збіг у куб.

Тривалість дощу Місцевість	Г О Д											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Горяна	21,7	10,9	7,72	5,30	4,00	3,20	2,60	2,26	1,95	1,69	1,51	1,42
Горбовиста	19,7	7,85	4,69	3,30	2,56	2,09	1,75	1,54	1,36	1,21	1,11	1,03

Відповідну інтенсивність дощу знайдемо, коли стануть відомі:

1) Протяг часу, відколи почала підноситись вода до найвищого її піднесення в потоці, що й дорівнюватиме тривалості дощу найбільшої можливої інтенсивності, який й викликав цей під'йом.

2) Відношення між тривалістю та найбільшою кількістю опадів, що можуть випасти в даному водозборі.

Час піднесення високої води залежить од величини, форми, похилу та умов вищого водозбору.

Коли R_n — найбільша кількість дощу в куб. метр./сек., що відповідає найбільшій витраті з даного водозбору, то цей останній визначає формула

$$Q_n = \left(0,2 + \frac{0,8}{\sqrt{x}}\right) R \dots \dots \dots (XLII)$$

де Q_n — витрата в куб. метрах у секунду з 1 кв. клм.,
 x — час у годинах піднесення високої води,

$$\varphi = \left(0,2 + \frac{0,8}{\sqrt{x}}\right) \text{— коефіцієнт збігу, що має найбільше значення,}$$

коли $x = 1$, а найменше 0,2 для дуже повільного збігу.

Далі, користуючися з таблиці (№ 5) найбільших секундних кількостей дощу та відповідних їм тривалостей у годинах, що дало Баварське Гідрометричне Бюро, Шпехт за формулою знаходить величини відповідного збігу (табл. 6).

Дані останньої таблиці Баварське Гідрометричне Бюро узяло за норми збігу.

Формула Пашерова формула того самого виду

$$\text{Пашера. } Q = \varphi R \dots \dots \dots (XLIII)$$

де Q — секундна витрата в куб. метр. з 1 кв. клм.,
 R — найбільша кількість дощу в тих самих одиницях.

И Ц Я 5.

куб. метрах на 1 кв. кілометр.

И Ц Я 5													Д Н І				
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	36	3	4	5	6	
3,19	3,08	3,00	2,94	2,86	2,81	2,75	2,72	2,67	2,64	2,61	2,56	2,18	2,00	1,53	1,22	1,06	0,97
2,25	2,17	2,06	1,97	1,89	1,81	1,75	1,69	1,64	1,58	1,53	1,50	1,03	0,79	0,56	0,44	0,39	0,33

И Ц Я 6.

метрах з 1 кв. кілометра.

И Ц Я 6													Д Н І				
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	36	2	3	4	5	6
1,34	1,26	1,23	1,18	1,14	1,10	1,07	1,03	0,99	0,95	0,94	0,92	0,73	0,62	0,44	0,34	0,29	0,26
0,95	0,89	0,84	0,79	0,76	0,71	0,68	0,64	0,61	0,57	0,55	0,54	0,34	0,24	0,16	0,12	0,11	0,09

Разом з цим, Пашер, беручи на увагу довжину водозбігу, відшукує з водомірних спостережень час просування максимальної хвилі повени до даного перерізу.

Далі, з даних дощомірних спостережень відшукує найбільшу інтенсивність дощу, тієї самої тривалості, випалого над обширом, таким самим, що-до величини.

Очевидно, що находячи в такий спосіб можливу максимальну кількість опадів, методу можна застосувати тільки до чималих водозборів постійних водозбігів.

Формула Фуллера. Зовсім инакше береться до визначення максимальної повени Фуллер (4). Він запроваджує в свою формулу той протяг часу, за який повень даної величини може повторитися.

Характеристику водозбору оцінює, по змозі, коефіцієнт.

Фуллерова залежність між величиною водозбору та відношенням максимальної повени до пересічної 24-х годинної, пишеться так:

ТАБЛИЦЯ 7.

Відношення між максимальною повинню та пересічною 24-х годинною.

$$Q_{\max} = Q(1 + 2F^{-0,3}) \dots \dots \dots (XLIV)$$

Площа водозбору в кв. млях F	Віднош. максим. повени до пересічн. 24-х годинної	Площа водозбору в кв. млях F	Віднош. максим. повени до пересічн. 24-х годинної
0,1	5,0	500	1,31
1,0	3,0	1.000	1,25
5,0	2,23	5.000	1,15
10,0	2,0	10.000	1,12
50,0	1,62	50.000	1,08
100,0	1,5	100.000	1,06

Взаємне відношення між повинню, жданою в даний період літ, та пересічною за рік, виявляє формула:

$$Q = Q_{\text{перес. за рік}} (1 + 0,8 \lg T) \dots \dots \dots (XLV)$$

де T - уроках, і відповідає дальшим табличним даним.

ТАБЛИЦЯ 8.

Відношення між повінню, жданою для певного періоду літ, та пересічною за рік.

Час у роках <i>T</i>	Віднош. найбільш. повени до пересічн. за рік $\frac{Q}{Q \text{ перес. за рік}}$	Час у роках <i>T</i>	Віднош. найбільш. повени до пересічн. за рік $\frac{Q}{Q \text{ перес. за рік}}$
1	1,00	50	2,36
5	1,56	100	2,60
10	1,80	500	3,16
25	2,12	1.000	3,40

У цих формулах Q_{\max} — максимальна витрата в куб. фут./сек.,
 Q — максимальна (пересічна 24-х годинна) витрата в куб. фут./сек.,
 $Q_{\text{перес. за рік}}$ — пересічна витрата за рік в куб. фут./сек.

Для величини $Q_{\text{перес. за рік}}$ Фуллер подає загальну формулу:

$$Q_{\text{перес. за рік}} = CF^{0,8} \dots \dots \dots \text{(XLVI)}$$

де F — площа водозбору в кв. милях, а C — коефіцієнт різний для різних річок (від 70 до 100).

Проф. А. Мейер вважає, що використовувати ці формули можна для грубого орієнтування, коли бракує метеорологічних та гідрологічних даних і немає змоги визначити причину повені.

В. Формули максимального збігу з малих водозборів (у природніх умовах місцевости).

До цієї групи належать переважно формули, утворені з спеціальною метою розраховувати отвори невеликих мостів та труб.

Інкони користуються з каналізаційних формул (II) й (V).

Як, ось у Північній Америці вжиті:

1) Формули Берклі-Ціглера та Макмеза на залізн. Пітсбург—озеро Ері максимальну зливу взято—3 дюйми, а коефіцієнт $C = 0,3$.

2) Формула Макмеза на залізн. Чікаго—Берлінгтон—Квінсі, для площ менших за 1000 акрів, вжита в такому вигляді:

$$Q = 2,0625 \sqrt[5]{15F^4} \dots \dots \dots \text{(XLVII)}$$

де Q — витрата в куб. фут./сек.,
 F — площа водозбору в акрах.

Для площ більших за 1000 акрів використано формулу

$$Q = \frac{3000 F}{3 + 2 \sqrt{F}} \dots \dots \dots \text{XLVIII}$$

де F у кв. милях.

Найбільший ужиток у залізничній практиці Північної Америки мають формули, що безпосередньо визначають площу живого перерізу споруди.

Формули до Основну їхню форму маємо безпосередньо з розглянутого безпосереднього визначення отворів вище типу

$$Q = cF^n$$

споруди. Припускаючи якусь постійну швидкість потоку у споруді v , матимемо:

$$Q = Av = cF^n$$

або

$$A = \frac{c}{v} F^n = c'F^n$$

де A — площа живого перерізу,

c' — змінний коефіцієнт,

F — площа водозбору, n — показник менший за одиницю.

З цього типу загальнозживані в Півн. Америці формули Майєрсова й Талботова (14):

Формула
Мейєрса
(Myers).

Запропонована у 1887 р.; її вигляд:

$$A = c\sqrt{F} \quad \dots \dots \dots \text{(XLIX)}$$

де A — живий переріз в кв. футах,

F — площа водозбору в акрах,

а c — змінний коефіцієнт, що залежить від топографії місцевости й дорівнює:

- 1 для рівної місцевости (на мет. одиниці кв. м. та кв. клм. = 1,46)
- 1,5 „ горбовистої „ („ „ „ „ „ = 2,20)
- 4 „ горяної „ („ „ „ „ „ „ = 5,84)

Професор Бекер зазначає, що Майєрсова формула подає надто великі значення для малих площ, як ось: живий переріз на 1 кв. фут мусить перепускати воду тільки з одного акра. Далі живий переріз насправжки мусить зростати далеко швидче, ніж квадратований корень з водозборної площі, отож для більших площ значення, подані в формулі, малі.

Формула
Талбота
(Talbot).

Дуже поширена формула Талбота (1888 р.), виду:

$$A = c\sqrt[4]{F^3} \quad \dots \dots \dots \text{(L)}$$

A та F мають ті самі значення, що й у Майєрса.

Коефіцієнт c для скелястих ґрунтів та крутих схилів = від $3/4$ до 1; для горбовистих з сільсько-господарськими вгіддями місцевостей, заливаних повінню від розталого снігу та з довжиною долини утричі або вчетверо більшою за широчінь, c = коло $1/3$; за іншими рівними умовами, c менше для більш довгих річок.

Для місцевостей, де розтавання снігу не багато важить у височині повени й довжина на багато перевищує широчину, c = від $1/5$ до $1/6$ і навіть менше; c — треба збільшувати коли є круті поперечні згір'я, а надто, коли горішня частина долини має більше падіння за долішню.

Щоб перекласти формулу на метричні одиниці (A — кв. метри, F — кв. кілометри) значення c треба помножити на 5,77.

За даними Бекера споруди обчислені Талботовою формулою працюють з невеликим підпором, коли повені трапляються раз на 4—5 років.

Широкі межі для значень коефіцієнту c дають великий простір підбирати відповідне значення для потрібної місцевости, отже окремі американські залізниці й виробили підхожі для своїх районів значення коефіцієнтів, що, звичайно, дуже полегшує розрахунок.

Напр. (8): 1) Залізниця Чікаго—Рокайлєнд і Тихий Океан уживає Талботової формули з коефіцієнтом

- для рівнявих місцевостей $c = 1/3$
- „ горбовистих „ $c = 2/3$
- „ гірських „ $c = 1$ і більше.

По змозі отвори труб беруть на 50—100% більші, ніж того вимагає формула; 2) Залізниця Міссурі—Канзас—Техас використовує Талботову формулу зі значеннями коефіцієнтів

- Круті схили $c = 1,1$
- Середні „ $c = 0,85$
- Положисті схили $c = 0,60$

3) Залізниця Балтимора—Огайо дослідженнями визначає сліди попередніх повеней, спад та живий переріз водозбігу.

Цей наслідок порівнює з формулою Талбота з коефіцієнтом:

- $c =$ від 4 до 5 для гірських місцевостей
- $c = \frac{2}{3}$ " горбовистих "
- $c = \frac{1}{2}$ " пересічних умов "
- $c = \frac{1}{3}$ " легко горбовистих місцевостей "
- та $c = \frac{1}{5}$ " положистих "

c — збільшується в країнах з великими опадами, коли похил водозбору сприяє швидкому збігові то-що.

Отвір звичайно роблять на 20% більший за потрібний для найбільшої відомої повені, виключаючи випадки особливо видатних своєю силою повеней.

Із формул, що ними визначають збіг з малих водозборів у Західній Європі, позначимо тут:

Боварська Формула. Баварську формулу, побудовану за типом формул за-тримання збігу і вживану в практиці Баварських залізниць (11).

$$Q = m \frac{F}{\sqrt[3]{1+F}} \left(1 - 0,4 \frac{F_w}{F}\right) \dots \dots \dots (LI)$$

де F — площа водозбору в кв. кілометрах,

F_w — лісова її поверхня " "

m — змінний коефіцієнт, що залежить від похилу долини й до-рівнює:

$$m = \begin{cases} 4,50 & \text{коли похил двох} \\ 3,75 & \text{третин довжини тальвегу} \\ 3,00 & \end{cases} \left. \begin{array}{l} \text{над } 2\% \\ \text{від } 2\% \text{ до } 0,5\% \\ \text{менше за } 0,5\% \end{array} \right\}$$

Q — найб. витрата в куб. метрах/секунду.

Формулу дано для площ водозборів від 1 до 300 кв. клм.

Для великих площ використовувано трохи одмінний її вид

$$Q = \frac{3F}{(1+F)^{0,29}} \dots \dots \dots (LII)$$

До обчислення збігу з малих водозборів, до 10 кв. клм. уживали там ще й таку формулу (LI)

$$Q = 4,2n_1n_2n_3n_4 \dots \dots \dots (LIII)$$

де вихідна основа є 50% збігу від опадів на 30 м/м за годину, що й відповідає 4,2 куб. метр. у сек. з 1 кв. кілометра.

А значення коефіцієнтів n_1, n_2, n_3, n_4 , згідно з таблицею 9:

Т А Б Л И Ц Я 9.

Довжина тальвегу клм.	n_1	Лісистість	n_2
0 — 2	1,0	Безлісна	1,0
3	0,9	$\frac{1}{4}$ вкр. лісами	0,9
4	0,83	$\frac{1}{2}$ " "	0,8
5	0,75	$\frac{3}{4}$ " "	0,7
6	0,68	$\frac{4}{4}$ " "	0,6
7	0,63		
8	0,58		
9	0,53		
10	0,50		

Рельєф	n_3	Проникливість ґрунту	n_4
Дуже порізана місцевість із крутими схилами	1,0	Непроникливий	1,0
Дуже горбовиста	0,95	Мало проникливий	0,90
Середньо "	0,90	Середньо "	0,80
Рівнина, з невеликими горбами	0,85	Дуже "	0,70
Цілком рівна, мало не плоската	0,80		

Г. Числові закордонні норми максимального збігу з малих водозборів.

У всіх поданих вище способах величина збігу стоїть у функціональній залежності від елементів, що її складають і так чи інакше на її впливають; залежність ця іноді досить складна.

Та поруч із цими, подано й числові емпіричні норми збігу, що дають безпосередньо максимальну витрату для даної характеристики й величини водозбору.

Із закордонних відзначимо тут такі:

Німецькі (17) для горяних місцевостей з малими водозборами.

Т А Б Л И Ц Я 10.

Довжина водозбору	Кількість води, що збігає з кв. клм. за 1 секунду		
	Коли сила зливи 57 м/м на 1 год.		Коли сила зливи 126 м/м на 1 год.
	50 ⁰ / ₀ вбирання	50 ⁰ / ₀ вбирання	0 ⁰ / ₀ вбирання
Менша за 3 клм.	8 куб. метр.	17,6	35,3
3—8 "	6,5 " "	14,4	28,3
8—12 "	5,0 " "	11,1	—
12—15 "	3,4 " "	7,7	—
15—18 "	2,0 " "	—	—

Саксонські Вироблені в Шарлотенбурській Вищій Школі та офіційно норми (11, 14). ухвалені в Управлінні залізниць (1891 р.).

Т А Б Л И Ц Я 11.

Найбільші кількості збігу в куб. метрах з 1 кв. кілометру за 1 секунду.

Довжина l кілометр.	М і с ц е в і с т ь						Примітка
	Горяна		Горбовиста		Рівнинна		
	Без-лісна	Лі-систа	Без-лісна	Лі-систа	Без-лісна	Лі-систа	
$l < 1$ клм.	8 *)	4	6,6	3,3	4	2	*) Коли дуже круті схили й оголений скелястий ґрунт, ці значення зростають на 25 ⁰ / ₀ . Для водозборів з проміжною характеристикою що-до рослинності значення беруть за інтерполяцією.
до 2	7	3,5	5,8	2,9	3,5	1,8	
" 4	6	3	4,5	2,3	3	1,5	
" 8	4	2	3	1,5	2	1	
" 12	3	1,5	2,3	1,2	1,5	0,8	
" 16	2	1	1,5	0,8	1	0,5	
$l > 16$	1	0,5	0,8	0,4	0,5	0,3	

Норми
за Дюфуrom
(18) (1922 р.).

Т А Б Л И Ц Я 12.

Витрати в куб. метрах з 1 кв. клм. за 1 секунду.

Довжина водозбору <i>L</i>	Площа водозбору <i>F</i>	М і с ц е в і с т ь		
		Горяна, безлісна з крутими схи- лами й непроникл. грунтом	Горбовиста, без- лісна з серед. схилами, ґрунт мало проникл.	Рівнинна, положи- сті схили, лісова або з проникл. грунтом
Менша за 2 клм.	< 5 кв. клм.	32	16	8
2	5 " "	16	8	4
4	10 " "	8	4	2
8	30 " "	5	3	1,5
12	70 " "	3	1,6	0,8
16	150 " "	2	1	0,5

За Honsell'ем беруть таку витрату пересічної високої води:
(11)

Т А Б Л И Ц Я 13.

Х а р а к т е р п о т о к у	Витрати пересічної високої води у куб. метрах в секунду з 1 кв. клм.
Бистрі потоки	6
Річки та струмки { середньо горяної місцевости, ча- стинами вкритої лісом	0,9—2,0
завдовжки в 4—8 клм.	4
" " 8—12 "	3
" " 12—16 "	2

За Кавеном беруть такі взаємні відношення:
(17)

Т А Б Л И Ц Я 14.

Площа водозбору в кв. клм. <i>F</i>	За скільки годин по- рожніє водозбір <i>T</i>	Кількість збіглої води з площі у кв. клм. за 1 сек. в куб. метрах
0,65	12	1,35
0,87	14	1,59
1,09	16	1,40
1,31	18	1,24
1,53	20	1,11
1,75	22	1,01
1,97	24	0,923

Взагалі для $Q > 0,65$

$$T = 12 + \frac{Q - 0,65}{0,11}$$

Формули та норми максимального збігу, уживані в межах СРСР.

Історія питання про найбільший збіг як зливової, так і снігової води тісно зв'язана з загальним ходом і темпом нашого залізничного будівництва.

Підчас першого періоду залізничного будівництва Росії обчислення отворів невеликих мостів та труб роблено, здебільшого, виходячи безпосередньо з величини площі водозбору та тільки коли-не-коли погоджуючи їх з німецькими нормами. За переломовий що-до цього став 1884 рік, коли в зв'язку з Кукуєвською зливою р. 1882 кол. М. Ш. офіційно затвердило, так звані, Кестлінові норми.

Далі, почасти в зв'язку з виявленими хибами цих норм, а до того й розвитком залізничного будівництва по окраїнах, питання про перегляд цих норм порушувало багато разів.

Було запропоновано багато проєктів, і що-до часткової одміни зазначених норм, і таких, що більш-менш самостійно розв'язували питання.

Проте, питання цього не розв'язали остаточно й досі.

Нарешті, з розвитком водяного й меліоративного будівництва, були й тут спроби конкретно виявити величину найбільшого збігу в різних умовах.

А. Формули максимального збігу з великих водозборів.

Величину максимального збігу з великих площ водозборів у кліматичних умовах СРСР завжди справляють весняні снігові води.

Про величину межі площі, що вище за неї причину максимального збігу додають у весняній воді, згадувано передніше.

У наслідок теоретичних досліджень явища збігу як нерівномірного руху, припускаючи дощ рівномірної інтенсивності та пологісті схили, проф. Зброжек (1901) (19,17) дав загальний вираз збігу з водозбору у вигляді:

$$Q = cv^2TH \dots \dots \dots (LIV)$$

де c — коефіцієнт, що залежить од відношення часу збігу тальвегом (каналом) та схилами найбільшої довжини до тривалости дощу T .

H у м/м — пересічна височина водяного шару, що випав на площі. v — пересічна швидкість тальвегом (каналом).

Для випадку великих водозборних площ та максимального збігу від розтавання снігу вона дана у вигляді:

$$Q_{max} = 1,953 \alpha \frac{a+b}{2} v^2TH \dots \dots \dots (LV)$$

де α — коефіцієнт збігу $= \frac{H-h}{H}$, коли h — висота водяного шару, витраченого на випарування й фільтрацію в м/м, a та b взаємні відношення між пересічними швидкостями збігу каналом та схилами водозбірної площі.

Той самий автор на підставі даних зі спостережень на р. Оці біля Орла подає формулу найбільшої секундної витрати допливу весняної води у вигляді: (20)

$$Q_{max} = Z \frac{F \times 250000 \times H_2}{24 \times 360 \times N} \dots \dots \dots (LVI)$$

де H_2 максимальна за багато літ висота шару опадів, що збігають з цієї площі водозбору за N діб водопілля (в сажнях); F — площа стоцища Оки до Орла = 4279 кв. в.; Q — в куб. сажнях.

Z — коефіцієнт для Оки біля Орла від 2,08 до 6,83.

Формула
Инж. Карачев-
ського-Вовка.
(21).

Формула виведена для тих випадків, коли найбільшу витрату справляють весняні снігові води, складена на підставі оброблених даних про найбільші весняні витрати російських річок.

Її вигляд:

$$Q = \left[\frac{1,32}{\sqrt{F+100}} + 0,007 \right] F \dots \dots \dots (LVII)$$

де Q — витрата в куб. саж/сек.

F — площа водозбору в кв. верстах.

Як бачимо, будова її аналогічна з типом формул Мерфі, Італійської, то-що.

Уживати цю формулу, щоб визначати найбільші витрати річок, автор вважає за можливе тільки доти, доки не виявлено витрати річки докладніше.

Формули
проф. Ланге.
(22).

Професор Ланге дає з одного боку (1914 р.) загальні формули для річок колишньої Європейської Росії та Західного Сибіру типу Діккенсових формул:

$$Q_{max} = 0,4 \sqrt[4]{F^3} \dots \dots \dots (LVIII)$$

та

$$Q_{max} = 0,12 \sqrt[4]{F^3} \dots \dots \dots (LIX)$$

для річок із заболотнілою поймою.

Тут Q_{max} — найбільша витрата в куб. саж/сек. і

F — площа водозбору в кв. верстах.

Числові коефіцієнти виведені на підставі даних про максимальні витрати 50-х річок кол. Європейської Росії та Західного Сибіру.

Далі, проф. Ланге (1907) вивів формулу спеціально для річок Новоузенського повіту на Самарщині, з даних спостережень над проходом весняної води, що їх добула зрошувальна експедиція на Півдні Росії, Товариства Рязансько-Уральських залізниць та Новоузенського повітового Земства.

Її вигляд:

$$Q_{max} = k(\sqrt{F} + 0,02 F) \dots \dots \dots (LX)$$

де Q_{max} — можлива максимальна витрата весняної води в куб. саж./сек.,

F — площа водозбору в кв. верстах,

k — коефіцієнт, що залежить від похилу водозбору, його форми та властивостей поверхні й коливається від 0,75 до 1,25, а пересічно дорівнює 1,00; його більші значення — коли є чималі похили, мало видовжені водозбори або нерозорана степова поверхня.

Автор формули поширює її й на невеликі водозбори й має її за придатну для водозборів до 7.000 кв. верстов.

Инж. Тарловський (13), порівнюючи норми збігу, що дає остання формула з нормами, здобутими з цілої низки інших формул, робить висновок про її перебільшеність.

Формула
Західно-
Амурської
залізн.
(23,3).

Наостанці відзначимо ще чисто емпіричну формулу Західно-Амурської залізниці, побудовану на припущенні пропорціональності збігу площі водозбору та оберненої пропорціональності сумі головних розмірів водозбору (що, очевидно, облічує коефіцієнт затримання збігу).

$$Q_{max} = Z \frac{F}{L+B} \dots \dots \dots (LXI)$$

це Q_{\max} — найбільша витрата в куб. саж./сек.,

L — довжина водозбору в верствах,

$B = \frac{F}{L}$ — середня ширина водозбору в верствах,

Z — емпіричний коефіцієнт;—числову його величину здобувають на підставі оброблених матеріалів зі спостережень над витратами великих водозборів.

При цьому автор формули робить такий висновок:

„Для водозборів більших за 300 кв. верстов коефіцієнт Z од злив поступово меншатиме й досягне, коли площа становитиме коло 1100 кв. в., величини 7,8, відповідної до максимуму од весняної води“.

Коли величина водозбору більша за 1100 кв. в., в Європейській Росії та Західньому Сибіру найбільші витрати маємо винятково від весняного розтавання.

Безпечні значення будуть для Європейської Росії й західнього Сибіру тоді, коли площа

F від	20 до 10.000 кв. в.	10,4
„ „	10.000 „ 50.000 „ „	від 10,4 до 17,1
„ „	50.000 і більше	17,1

а для зливогого району півдня Европ. Росії, коли

$F = 20$ кв. в.	$Z = 12,7$	коли	$F = 400$ кв. в.	$Z = 15,6$
„ = 50 „ „	„ = 14,1	„ „	= 500 „ „	„ = 14,2
„ = 100 „ „	„ = 15,1	„ „	= 600 „ „	„ = 12,8
„ = 200 „ „	„ = 15,7	„ „	= 700 „ „	„ = 11,6
„ = 300 „ „	„ = 16,0	„ „	= 800 „ „	„ = 10,4

При чому для водозборів, збіг з яких затримують болотяні та озерні простори, коефіцієнт, коли величина водозборів вище за 10.000 кв. в., може знизитися до 10“.

Критикуючи обрані коефіцієнти пропонованої формули для б. Европ. Росії та Західн. Сибіру інж. Долгов у своїй праці „О нормах Кестлина и несоответствии этих норм результатам наблюдений над ливнями на Екатер. ж. д.“ вип. 3, стор. 225, каже, що в методі складання емпіричної формули „до спостережень треба поставити вимоги, щоб вони були досить однорідні та щоб їх була достатня кількість.

Неможна в цій методі підсумовувати дані різнорідні й брати їхне пересічне значення.. як не можна, наприклад, рівняти Каму й Дніпро. Перша тече паралеллю, що обумовлює одночасний, одностайний і найкоротчий збіг талого снігу, а другий простує меридіаном з півночі на південь, тож збіг снігової води переходить поступово з окремих частин водозбору і т. д.“.

Як раз таке підсумовування зробили у висновках Західньо-Амурської залізниці.

Далі, інж. Долгов зазначає, що чимало даних, що їх використували Зах.-Амурські залізниці, не досить обгрунтовані, як ось: відомості залізниць про витрати води в річці, коли обчислювано отвори штучних споруд, оперті геть скрізь на свідчення старожилів про найвищі поземи.

Очевидячки, цю критику можна віднести на тій самій підставі й до розглядуваних вище формул інж. Карачевського Вовка та перших 2-х проф. Ланге.

Норми обчислення отворів мостів для водозбору понад 50 кв. верстов.

Колишнє М. III. для випадків обчислення отворів на найбільшу витрату з водозборів більших за 50 кв. верстов офіційно було запровадило (1877) такі приблизні числові норми (12):

Т А Б Л И Ц Я 15.
(Інж. Белінського).

<i>F</i> (кв. в.)	<i>L</i>	<i>F</i> (кв. в.)	<i>L</i>
50 до 100	0,0700	10.000 до 15.000	0,0250
100 „ 300	0,0600	15.000 „ 20.000	0,0200
300 „ 500	0,0500	20.000 „ 30.000	0,0150
500 „ 1.000	0,0450	30.000 „ 50.000	0,0100
1.000 „ 2.000	0,0400	50.000 „ 100.000	0,0075
2.000 „ 5.000	0,0350	100.000 „ 300.000	0,0070
5.000 „ 10.000	0,0300		

Тут *F* — поверхня водозбору в кв. верствах, *L* — відповідний коефіцієнт, що на нього треба помножити величину поверхні водозбору в квадратних верствах, щоби здобути живий переріз весняної води в квадратних сажнях. Отвір моста у повздовжних сажнях матимемо поділивши площу живого перерізу води на її глибину.

Очевидячки, таблиця вкладається в формулу:

$$A \text{ кв. саж.} = LF$$

„На випадок, коли відомі природні умови річного побуту, що впливають на найбільшу витрату й найбільшу швидкість високої води, визначаючи отвори мостових споруд, належить орієнтуватися на ці умови, незалежно від наведеної таблиці“.

Норму збігу з одиниці площі деякі автори мають за постійну.

Так, напр., інж. Тарловський (13) для водозборів площиною понад 50 кв. верстов уважає її за рівну з 0,08 куб. саж./сек. і обчислює найбільший збіг весняної води за формулою:

$$Q \frac{\text{куб. саж.}}{\text{сек.}} = 0,08F \dots \dots \dots \text{(LXII)}$$

де *F* у кв. верствах.

Близька до останньої величина фігурує також у інж. Протодіяконова для збігу весняної води й басейнів більших за 60 кв. кілометрів.

А саме, на метричні міри:

$$Q \frac{\text{куб. м.}}{\text{хвил.}} = 47F \dots \dots \dots \text{(LXIII)}$$

де *F* у кв. кілометрах.

Б. Формули максимального збігу з малих водозборів.

Мало не всі російські формули цієї групи побудовано для оцінки максимального зливового збігу, бо саме через зливу збіг буває найбільший тоді, коли є невелика водозбірна площа, та в кліматичних умовах С.Р.С.Р. (виключаючи хіба тільки північну його частину),

Формула Кестліна та її одмінні. Найстарша з них, що мала виняткове поширення в практиці залізничного будівництва кол. Росії, це, так звана, формула Кестліна:

(1,3,17,24,25).

$$Q = 1,875\alpha F \dots \dots \dots (LXIV)$$

де Q — найбільша витрата води в куб. саж./секунду,
 α — коефіцієнт, що залежить від довжини водозбору,

F — площа водозбору в кв. верстах,

1,875 — числовий коефіцієнт, що показує кількість води в куб. саж., яку дає за 1 секунду дощ, що має інтенсивність в 0,96 м/м за 1 хвилину, на площі в 1 кв. верству.

На метричні міри: Q — куб. метр., F — кв. кілом., формула набуває вигляду:

$$Q = 16\alpha F$$

Вперше формулу Кестлін склав р. 1868 на підставі одинокого випадку зливи, з інтенсивністю в 0,96 м/м за 1 хвил., з тривалістю в 10 хвил., що її спостерігали в горбовистій місцевості Банат (звідси коефіцієнт—1,875).

Р. 1884, у зв'язку з Кукуївською зливою, Кестлінову формулу санкціонувала Інж. Рада М. Ш. для обчислення отворів штучних споруд залізниця, причому для значень коефіцієнту α взято величини (за Кестліном) такі: коли довжина водозбору

l до $3\frac{1}{2}$ верств	$\alpha = \frac{1}{2}$
„ від $3\frac{1}{2}$ до 7 в.	„ = $\frac{3}{8} - \frac{1}{4}$
„ „ 7 „ $10\frac{1}{2}$ „	„ = $\frac{3}{16}$
„ „ $10\frac{1}{2}$ „ 14 „	„ = $\frac{1}{8}$
„ „ 14 „ $17\frac{1}{2}$ „	„ = $\frac{1}{16}$

Для водозборів, що їхній похил менший за 0,005, значення коефіцієнту α меншають удвічі.

Многорічне й повсюдне вживання Кестлінової формули дало багатющий матеріал до оцінки, якою мірою вона відбиває справжні природні умови збігу.

Виявилось, що вона дає досить достатні наслідки для умов обчислення споруд у середній частині кол. Европ. Росії за пересічної довжини й похилу водозборів; переменшені для коротких водозборів з крутими схилами, і перебільшені для довгих, положистих водозборів.

Для південних країв С. Р. С. Р. що зазнають злив великої інтенсивності, норми, як виявилось, були недостатні.

У зв'язку з цим Кестлінові норми не один раз зазнавали всебічної критики.

Найдетальнішу аналіз Кестлінових формул дали: проф. Ніколаї, інж. Танненбаум, проф. Дубеллір, інж. Долгов та інж. Бернацький.

Заперечення в цілому зводилися до таких ось тверджень:

1) Узята за основу, щоб вивести формулу, злива, інтенсивністю $h = 1 \frac{1}{2}$ за 1 хв. і тривалістю в 10 хв. не відповідає спостережанам у нас по всіх краях, що лежать південніше від 51° півн. шир. та західніше від 36° східн. довж., найбільшим інтенсивністю і відповідною тривалістю зливам.

(З Бергових даних (39) за 10-річний період (1903 — 1912 р.р.) по цих краях інтенсивність злив досягала $2 \frac{1}{2}$ за хвилину з тривалістю в 30 хв.)

2) Норми дуже різняться для місцевостей з похилом $i > 0,005$ та $i < 0,005$, знижуючи відразу для других значення вдвічі.

Отже, маємо абсурдне твердження, що для рівних водозборів із похилом тальвегу в 0,0049 та 0,0051 витрати різняться вдвічі, чого статися не може, а мусить бути ступневий перехід у змінах витрати, згідно зі зміною похилу.

3) Формула не облічує цілої низки факторів, що справляють великий вплив на величину витрати, а саме:

- а) метеоролог. умови місцевости (як це зазначено в 1 пункті),
- б) ґрунт водозбору,
- в) характер рослинности,
- г) форма водозбору,
- д) наявність або відсутність тальвегів, що перетинають водозбір то - що.

Формула
Кестліна-
Ніколаї (26).

Недостатність Кестлінових норм, що особливо виявилася в зв'язку з катастрофою поїзда від розмитого зливовою водою насипу на 276 верстві Харківсько-Балашовської лінії Півд. - Східніх залізниць, викликала питання про перегляд їх.

З доручення Інж. Ради М. Ш. до перегляду норм взявся проф. Ніколаї.

У наслідок всебічного вивчення наявного матеріалу проф. Ніколаї запропонував завести до згаданої формули низку поправок, що зводилися до таких ось тверджень.

1) У формулу заводиться залежний від похилу водозбору коефіцієнт β ; тоді вона набуває вигляду:

$$Q = 1,875 \alpha \beta F \dots \dots \dots (LXV)$$

Значення коефіцієнтів α , що залежить від довжини, й β — від похилу водозбору, беруть з таблиці:

ТАБЛИЦЯ 16.

Коли довж. водозбору	α	Коли похил	β
$\frac{1}{2}$ верстви й менша	1	0,001 і менший	$\frac{3}{16}$
1 " " "	$\frac{11}{12}$	0,002 " "	$\frac{1}{4}$
2 " " "	$\frac{3}{4}$	0,003 " "	$\frac{5}{16}$
3 " " "	$\frac{7}{12}$	0,004 " "	$\frac{3}{8}$
3,5 " " "	$\frac{1}{2}$	0,005 " "	$\frac{1}{2}$
7 " " "	$\frac{1}{4}$	0,007 " "	$\frac{7}{8}$
10,5 " " "	$\frac{3}{16}$	0,01 " "	1,3
14 " " "	$\frac{1}{8}$	0,05 " "	1,5
17,5 і більша	$\frac{1}{16}$		

Проміжні значення α й β визначають інтерполяцією.

2) похил i визначають з формули $\frac{\sum bil}{\sum bl}$, де b — ширина, а l — довжина різних частин тальвегу з однаковим похилом.

3) Коли площа поперекових спадів, з похилом меншим за 0,003, становить неменше $\frac{1}{3}$ загальної площі водозбору, тоді збіг зменшується для площі в 5 кв. верствів на 20%, а для площі в 30 кв. верствів на 30% з проміжними значеннями, що їх визначали інтерполяцією.

4) Коли до складу площі входить кільки другорядних поперекових тальвегів, тоді витрату визначають як суму допливів до головного й поперекових тальвегів.

5) Для місцевостей, що зазнають виняткової зливної води (Кавказ, Чорноморське узбережжя й инш.)— коефіцієнт 1,875 мусимо в стільки разів збільшити, у скільки припущена для даної місцевости інтенсивність зливи більша за інтенсивність $1 \frac{м}{хв}$ за хвилину; відповідно можна припустити й зменшення коефіцієнту 1,875.

Нова одмінна формула Кестлін-Ніколаї зустріла низку заперечень серед авторитетних кін. Найістотнішу й докладну критику дали інж. Долгов (3), проф. Дубелір (24), інж. Бернацький (25). В цілому, заперечення полягали ось в чому:

1) Для деяких похилів і довжин водозборів норми надто перебільшені, особливо для коротких, з крутими похилами, це видно з того, що добуток коефіцієнтів $\alpha\beta$ для всіх водозборів < 2 верстви та з похилами $> 0,05$ більший за одиницю— умова, за якої ніби з водозбору збігає до споруди більше води, ніж випадає.

2) Облік середнього похилу за формулою $i = \frac{\sum bil}{\sum bl}$ сполучений зі складною роботою, тим більш, що він не дає великої точности, з огляду на чималу довільність у визнанні самих величин b та i .

3) У нормах Кестліна-Ніколаї, так само, як і в Кестлінових, не зазначено можливих змін в інтенсивності зливи залежно від кліматичних особливостей даного водозбору.

4) Зовсім не облічено факторів різної проникливости ґрунту та впливу рослинности.

5) Твердження про облік бокових водозборів заводить зайву деталізацію в обчислення, бо визначати межі бокових водозборів не можна без чималої дослідчої роботи, а проте, великої точности досягти тут годі.

Поправки проф. Ніколаї, хоч не були офіційно затверджені, проте дозволені поруч із первісними Кестліновими нормами у практиці обчислення отворів штучних споруд на залізницях.

У технічних умовах проектування й будови залізниць із шириною колії в $750 \frac{м}{м}$, що були затверджені р. 1921, коефіцієнти формули Кестліна-Ніколаї розроблені на метричні міри в такому виді:

$$(Q = 16 \alpha\beta F).$$

Т А Б Л И Ц Я 17.

Довжина водозбору L ккм.	Коефіцієнт α	Повздовжний похил водозбору i в тисячних	Коефіцієнт β
0	1,000	1	0,188
1	0,927	2	0,250
2	0,771	3	0,313
3	0,614	4	0,375
4	0,483	5	0,500
5	0,415	6	0,688
6	0,348	7	0,875
7	0,280	8	1,017
8	0,242	9	1,158
9	0,226	10	1,300
10	0,209	11	1,340
11	0,192	12	1,380
12	0,175	13	1,420
13	0,159	14	1,460
14	0,142	15	1,500
15	0,125		
16	0,109		
17	0,092		
18	0,075		

Поправки до формули Кестліна-Ніколаї інж. Бернадського. (25). За останній час інж. Бернадський запропонував низку важливих поправок до формул Кестліна-Ніколаї виходячи, при цьому з формули $Q = \alpha\beta hF$, окремих вид якої вона становить. А саме, він запропонував:

1) Оглядаючись на дані практики про перебільшення Кестлінового коефіцієнту для довгих водозборів, для водозборів завдовжки 7 верст. знизити величину α з 0,25 до 0,24

"	"	"	10,5	"	"	"	"	α „ 0,19	„ 0,16
"	"	"	14	"	"	"	"	α „ 0,125	„ 0,11
"	"	"	17,5	зберегти значення α	за Кестліна	=	0,06		
"	"	"	3,5	"	"	α „	"	=	0,375
"	"	"	2	"	"	α „	Ніколаї	=	0,50,

Беручи на увагу чимале підвищення інтенсивности зливи на малих водозборах,

узяти для водозборів завдовжки $< 1/2$ верстви $\alpha = 0,6$
 " " " " " 1 верства $\alpha = 0,56$

2) Виходячи з положень:

а) що для середньо-російських умов Кестлінові норми виявили себе як цілком достатні для водозборів завдовжки від 1,5 до 4 вер., коли похил є 0,009 — 0,0016, а для довших — коли похил 0,007 — 0,012, та як достатні для похилів $< 0,005$ і

б) що неможна припустити перевищення одиниці добутку коефіцієнтів $\alpha\beta$ для похилів до 0,2, — обчислювати коефіцієнт β за таблицею:

ТАБЛИЦЯ 18.

Для похилу	До 7 верстів	7 верстів і більше	Примітка
0,001	0,2	0,2	1) Підвищення коефіцієнту β для довгих водозборів (7 верстів і більше) з крутими похилами автор обгрунтовує тим, що в даному разі вода з верхів'я встигає добігти до споруди раніш, ніж кінчиться злива.
0,005	0,5	0,5	
0,007 — 0,008	0,9	1	
0,009 — 0,0012	1	1	
0,013 — 0,016	1	1,35 ¹⁾	
0,02 — 0,03	1,2	1,3	
0,04 — 0,10	1,60	1,8	
0,20 — 0,30	1,80	2,1	
0,40 і більше	2,00	2,35	

3) Величину h — гурбини водяного шару конче треба збільшувати або зменшувати у відношенні до 1 $''/''$ за 1 хв. по тих районах, де вона більша чи менша проти зазначеної величини, базуючися при цьому не на винятковій зливі, що випадає раз на 30—50 років, а на тій, що повторюється не рідше, як 1 раз на 15—20 літ, за даними метеорологічних спостережень.

4) Коефіцієнт вбирання брати в межах $k = 0,67$ — 1,33 — пересічно 1 (як в Кестліна), при цьому 0,67 для водозборів з ґрунтом, що вбирає воду (сухий пісковий і дуже порепаний скелястий), та 1,33 для водозборів із скелястим не порепаним ґрунтом; до того ще мають на увазі ґрунт оголений або мало вкритий рослинністю. Що рясніша рослинність, то ближчий коефіцієнт до одиниці.

Коли частина водозбору має ґрунт, що вбирає воду, або ґрунт непроникливий для води, то збільшення або зменшення значення коефіцієнту ϕ застосовують тільки тоді, коли ця частина лежить коло самої споруди.

Тож, коли згадана частина — піскуватий сухий ґрунт — беруть коефіцієнт вбираности для всього водозбору $k' = 1 - \frac{0,33}{m}$, а коли ґрунт скелястий, нерепаний — $k' = 1 + \frac{0,33}{m}$, де m відношення довжини всього водозбору до довжини частини.

Проект змін у формулі Кестліна-Ніколаї, що їх висунув був інж. Бернацький, обмірковувано в Секції Водяного Будівництва ГУГС'у (1), але остаточної ухвали він не дістав.

Проект зміни формули Кестліна-Ніколаї проф. Дубелліра. Нині питання про перегляд норм розрахунку отворів залізничних споруд знову повстало на порядку денному й його розглядає Комісія в справі гідротехнічних питань Науково-Технічного Комітету Н. К. Ш. Загальний характер бажаних змін у нормах розрахунку та їхнє обґрунтування намічено в доповіді проф. Дубелліра (1) такими рисами:

Порівняння норм Кестліна та Ніколаї з новітніми закордонними нормаами розрахунку, а також практика їхнього вжитку виявляють, що

1) Кестлінові норми, як на свої абсолютні значення, досить близько задовольняють пересічні умови збігу; поправки Ніколаї поширюють Кестлінові норми в більш-менш достатніх межах що-до їхнього можливого збільшення або зменшення серед різних місцевих умов.

2) В межах норм витрат, що їх зазначив проф. Ніколаї для різних площ водозбору, бажано дати спромогу облічувати різноманітність місцевих умов збігу, не тільки що-до крутини схилів та довжини водозборів, а ще й залежно від інтенсивности та проникливости ґрунту.

3) Спосіб обліку згаданих у п. 2 факторів: похилів водозбору, інтенсивности зливи та характеру ґрунту „мусить виявлятися по змозі певними нормаами, що не припускають в окремих випадках довільних тлумачень“.

Базуючися далі на цих висновках, проф. Дубеллір вважає за доцільне зберегти алгебричний тип Кестлінової формули

$$Q = CaF \dots \dots \dots (LXVI)$$

але поданої в метричних мірах, де

Q — витрата в куб. метрах за секунду, C — коефіцієнт, що залежить від даної інтенсивности зливи й характеризує умови вбираности ґрунту.

a — коефіцієнт, що облічує довжину й рель'єф водозбору.

F — площа водозбору в кв. клм.

Що-до обліку окремих факторів, проф. Дубеллір, порівнюючи дослідження й запропоновані формули різних авторів, рекомендує: для значень C брати такі округлені величини:

$C = 1$ — для Центрального району,

$C = 1,2$ — для Західнього та Півд.-Західнього району,

$C = 1,5$ — для гірських районів Сибіру та Кавказьких районів з річними опадами, що менші за 600 м/м,

$C = 2$ — для Кавказьких районів з річними опадами в 600—1000 м/м., маючи ці значення за перше наближення.

Облік довжини водозбору робити за Ніколаї, бо це найпростіший спосіб, що мало різниться числовими значеннями від пропозицій інших авторів.

Те саме що-до обліку крутини водозбору, усунувши тільки формулу Ніколаї $i_{сер.} = \frac{\sum bli}{\sum bl}$ та спростивши таблицю градацій похилів до 4-х значень, а саме

Похили тальвегу i до 0,002; до 0,005; до 0,010; до 0,050
 Коефіцієнт $\frac{1}{4}$ $\frac{1}{2}$ 1,0 $1\frac{1}{2}$

Нарешті, облік проникливости робити за ідеєю Бернацького, збільшуючи для водозборів із сухим непроникливим ґрунтом витрату води на 30% і зменшуючи її на 30% для дуже проникливого ґрунту (сухий пісок, порепані скелі).

За період існування офіційних Кестлінових та Кестліна-Ніколаї норм, окрім поданих вище проектів видозміни їх, але зі збереженням основного виду формули, виникали не один раз спроби більше чи менше самостійно розв'язати питання, як з боку Управління залізниць, так і окремих авторів.

Зазначимо тут головніші з них.

Формула Зброжека. 1901 року детально теоретично дослідити збіг зливової води, як явище неусталеного й нерівномірного руху, узявся проф. Зброжек (9). Загальну його формулу наведено вище.

Для випадку збігу зливової води з малих водозборів, коли час збігу не більший за тривалість дощу, формулу дано у вигляді:

$$Q = 1,953 \varphi D \alpha \frac{H}{T} F \dots \dots \dots (LXVII)$$

де 1,953—числовий коефіцієнт, що становить кількість води в куб. саж./сек. вилятої на площі 1 кв. верстви дощем інтенсивністю в 1 $\frac{1}{4}$ м, за хвилину.

φ — коефіцієнт зміни витрати від нерівномірности дощу по площі водозбору,

D — коефіцієнт зменшення витрати від нерівномірної інтенсивности в часі,

$H \frac{1}{4}$ м — пересічна височина водяного шару, що випав за весь час зливи,

T — тривалість зливи у хвилинах,

F — площа водозбору в кв. верствах.

В умовах одночасного збігу з усієї площі водозбору й рівномірної інтенсивности зливи $\varphi D = 1$, й формула набирає вигляду:

$$Q = 1,953 \alpha \frac{H}{T} F \dots \dots \dots (LXVII')$$

А для випадку зливового збігу з великої площі водозбору, коли час збігу більший проти часу тривалости дощу, дано формулу:

$$Q_{max} = k c T H^3 \dots \dots \dots (LXVIII)$$

(яку достаємо з загального виразу $Q = c v^2 H T$, коли підставимо $v = k H \sqrt{i}$);

тут k — коефіцієнт одміни витрати, що залежить, переважно, від нерівномірної інтенсивности зливи по площі в часі.

c — тут коефіцієнт, що залежит від топографічних умов водозбору в межах збігу та від утрат води на фільтрацію й випарування. Числових значень коефіцієнтів проф. Зброжек не дав.

Формула Бушмана. запропонована р. 1901, дає доплив води з квадратової одиниці площі у вигляді:

$$(28) \quad Q = \xi N \sqrt{i} \left(H t \sqrt{\frac{2k \alpha t}{3 \xi}} \right)^{11/4} \dots \dots \dots (LXIX)$$

де ξ — відношення ширини вільної поверхні води до глибини потоку в тальвегові,
 $N = 40,8$ для земляного корита та на метричні міри;

i — поздовжній похил тальвегу;

H — висота водяного шару, що випав за 1 сек.;

t — тривалість зливи; $k = 100$ (за Люгером);

α — похил спадів;

Q — витрата в куб. мет./сек.

Рівняння виведено теоретично з розгляду неусталеного руху води на підставі Люгерової формули для пересічної швидкості збігання тонким шаром зі спаду: $v = kah$, де $k = 100$ (на метр. міри) та з умовою, що час збігу води дорівнює або більший за тривалість зливи.

Формула ця складна; окрім того, в неї вкладено такі величини як похили спадів, що заважають користуватися з неї. Величина ξ рідко коли буває відома.

Спосіб визначити найбільший доплив води до споруди кол. 2-ої Катер. залізниці.
Управління цієї залізниці, в зв'язку з великими зливами, що їх спостерігали в районі дороги та явною недостатністю Кестлінових норм розробило досить складний спосіб визначати величини найбільшого допливу до споруди. Величину збігу за цим способом визначають, обчислюючи окремо кількість упалої та увібраної (грунтом) води на площі повного збігання на підставі даних про інтенсивність, похили тальвегу й бокових спадів та швидкість збігання. Вираз швидкості подано формулою Люгера. Інтенсивність та відповідну їй тривалість зливи встановлювано на підставі даних з метеорологічних спостережень.

Кінцевим результатом витрату визначувано з формули:

$$Q_{\max} = F (q - w) \dots \dots \dots (LXX)$$

де Q_{\max} витрата в куб. саж./сек.,

F — площа збігання,

q — кількість упалих опадів на 1 кв. саж. визначувана взятою інтенсивністю зливи ($1 \frac{м}{м} - 3 \frac{м}{м}$ за 1 хвил.),

w — кількість води, увібраної в ґрунт на 1 кв. саж. визначувана на підставі складеної з досвідних даних таблиці.

Критика цього способу відзначила недостатню обґрунтованість деяких припущень, що на підставі їх виводили формули при дуже складному розрахунку.

Норми 2-ої Катер. залізниці окрім того надто великі, — вони перевищують Кестлінові, десь-то коло 2,7 разів.

Формула Івангород-Домбровської залізниці.
(26).

Ця залізниця, як зазначає проф. Ніколаї, розробила теоретичну формулу, виду:

$$Q = a \sqrt{F} - bF \dots \dots \dots (LXXI)$$

де a та b постійні, Q — куб. саж./сек., F — кв. верстви.

Зокрема, визначені за даними спостережень Пушечнікова (1883 р.) для водозборів < 1 кв. в. вони стають рівні

$$a = 0,89 \quad b = 0,33,$$

а за даними спостережень Петровської гілки Владикавказької залізниці, коли водозбори від 4 до 8 кв. верствів:

$$a = 12,92 \quad \text{і} \quad b = 4,43.$$

Як відзначає проф. Ніколаї, відношення величин $\frac{a}{b}$ в обох випадках близькі одне до одного.

Формула Зах.-Амурської залізниці.
(23).

Ця залізниця заходилася була широко досліджувати (1911) питання про максимальний доплив води до споруди і збрала чималий матеріал спостережень над проходом максимальних вод крізь отвори залізничних споруд.

На підставі цього останнього побудовано чисто емпіричні формули збігу: 1) з малих водозборів та 2) з великих водозборів. Другу розглянуто було раніш.

Формула для малих водозборів, менших за 20 кв. верствів, параболічного виду:

$$Q = 23F \sqrt{\frac{J+i}{L+B}} \dots \dots \dots (LXXII)$$

де Q — найбільша витрата в куб. саж./сек.

F — площа водозбору в кв. верствах.

J — поздовжній похил водозбору.

i — пересічний похил бокових спадів біля місця споруди, визначуваний з виразу:

$$i = \frac{h_1 + h_2}{l_1 + l_2}$$

де h_1 та h_2 — різниці відміток точок перетину з лініями найближчих вододілів трасованої лінії та дна тальвегу,

l_1 та l_2 — поземі віддалення, лічені по лінії траси, від найближчих вододілів до дна тальвегу;

L — довжина водозбору в верствах,

B — пересічна ширина його $= \frac{F}{L}$.

Формулу цю розроблено безпосередньо за даними про витрати в отворах штучних споруд 2-ої Катерин. залізниці підчас зливи 29/V 1901 року.

Параметр формули (LXXII), як виведений із спостережень 2-ої Катерин. залізниці, відповідає ґрунтовим і зливовим умовам південного степового району України.

Виходячи далі з фактичних даних, що інтенсивність злив району Західно-Амурськ. Заліз. нижча приблизно на $\frac{2}{3}$ проти інтенсивності району 2-ої Катерин.

Залізниці, автор проекту знижує параметр для першої до $\frac{2}{3} \cdot 23 = 15$.

Формула З інших досліджень, роблених по окремих залізницях, наведено ще дані інж. Карачевського-Вовка на завдання „Перебудови гірських частин Сиб. залізниці“.

(21). Цей автор зібрав обширний матеріал з питання про зливи в межах кол. Европ. Росії, і вперше у нас норми збігу поставив у залежність від кліматичних особливостей окремих районів

За основу розрахунку покладено формулу, емпіричного виду

$$Q_{max} = \frac{\alpha k \beta F}{F + \frac{\alpha k \beta}{d}} \dots \dots \dots (LXXIII)$$

де Q_{max} — в куб. саж./сек.

α — додатковий коефіцієнт; залежить від похилу місцевости,

k — числовий коефіцієнт, залежить здебільшого від вбирання в ґрунт,

β — коефіцієнт, що облічує вплив породи ґрунту,

d — кількість води, що випадає за 1 сек. на 1 кв. верству,

F — площа водозбору в кв. верствах.

Величину d визначають рівністю $d = 1,953 \xi$,

де ξ — інтенсивність опадів у $\text{м}^3/\text{м}$.

Щоб визначити ξ , всю просторінь колишньої Європейської та Азіатської Росії поділено на 17 поясів, залежно від щорічних сум опадів.

За основу такого поділу взято положення, що загальний хід максимальних опадів (в даному разі злив) рівнобіжний з щорічним ходом загальної кількості опадів.

З цих поясів, для VII центрального (з сумою щорічних опадів від 400—600 $\text{м}^3/\text{м}$), що охоплює центр кол. Європейської Росії й Центральну частину Західного Сибіру, та IX Південно-Західного (від 600 до 800 $\text{м}^3/\text{м}$), куди входить вся територія України, значення ξ та відповідні d обчислено на підставі даних метеорологічних спостережень за минулі роки.

Т А Б Л И Ц Я 19.

Тривалість зливи	П о я с и			
	VII		IX	
	ξ	d	ξ	d
10 хв.	2,8	5,47	3,4	6,64
20 "	1,95	3,81	2,3	4,49
30 "	1,57	3,07	1,83	3,51
40 "	1,35	2,63	1,88	3,08
50 "	1,20	2,34	1,36	2,66
1 год.	1,15	2,25	1,30	2,54
2 "	0,70	1,37	0,80	1,56
3 "	0,53	1,04	0,60	1,17
4 "	0,43	0,84	0,49	0,96
5 "	0,37	0,72	0,41	0,80
6 "	0,32	0,62	0,36	0,70
1 доба	0,100	0,19	0,11	0,22

Шукаючи значення коефіцієнту α , Карачевський-Вовк розрізняє, як це роблять і за кордоном, 3 градації водозборів:

рівнинні, з похилами спадів від 0	до 0,010
горбисті	0,010 " 0,050
горяні	0,050 " 0,100

Значення коефіцієнту α , в залежності від цих градацій похилу водозбору i , дані такими:

коли $i = 0,005$	$\alpha = 1/2$
" " = 0,010	" = 1
" " = 0,050	" = 2
" " = 0,100	" = 3

що відповідає формулі — $\alpha = 10 \sqrt{i}$

Значення k дано в межах 7,6 — 35,1 для різних поясів,

для VII поясу	$k = 10,7$
" IX "	" = 15,0

Коефіцієнт β дають для порід ґрунту:

Глина, чорноземля, суглинок	$\beta = 1$
Супіски	" = $1/2$
Піски	" = $1/3$

2-га формула інж. Карачевського-Вовка. У своїх новітніх дослідженнях інж. Карачевський-Вовк (29) виходить із формули такого загального виду:

$$Q = 1,953 h \rho \gamma \sigma \phi F (LXXIV)$$

- де Q — витрата в куб. саж. за 1 сек.,
 F — площа водозбору в кв. верствах,
 h — інтенсивність зливи в $\frac{1}{\text{хв}}$ за 1 хвилину,
 ρ — районний коефіцієнт,
 γ — коефіцієнт рівномірності зливи,
 σ — коефіцієнт ґрунту,
 ϕ — коефіцієнт збігу.

Величину коефіцієнту h виражено добутком 4 додаткових коефіцієнтів:

- 1) Коефіцієнту довжини $\sigma = \frac{5}{5+L}$, де L довжина водозбору;
- 2) " похилу $\beta = 0,60 + 4,5 \sqrt{i}$, де i похил водозбору;
- 3) " корита $C = 1,00$ для тальвегу без виразно позначеного корита;

$C = 1,20$ для тальвегу з виразно позначеним коритом;
 $C = 1,30 - 1,40$ струмки й річки;

- 4) Коефіцієнту яру:
 $n = 0,90$. Розложистий яр з невеликим поздовжнім похилом,
 $n = 1,00$ середні умови,
 $n = 1,10$. Тісний яр, щілинуватий з чималим поздовжнім похилом.

Районний коефіцієнт ρ визначають залежно від сили злив різних районів.

- Зокрема, для центрального району — 1,00
 " " Півд.-Західн. " — 1,20.

Коефіцієнт рівномірності зливи γ , що відбиває залежність обширу поширення зливи від її інтенсивності, виявляє формула:

$$\gamma = \frac{2,4 T \rho}{2,4 T \rho + P - P_0}, \text{ де } T \text{ — тривалість у хвилинах — одмінється}$$

в межах від 1,00 ($P = 50$ кв. в.; $\rho = 1,00 - 1,50$) до 0,75 — 0,85 ($P = 1000$ кв. в.; $\rho = 1,00$).

P_0 — площа центральної частини зливи ($\gamma = 1,00$)

$$P_0 = 3 \sqrt{T}$$

Коефіцієнт ґрунту σ взято:

ТАБЛИЦЯ 20.

Г р у н т и	σ
Скелі без щілин, кам'янисті ґрунти,	1,50—1,40
Глинясті, чорноземні, суглинуваті	1,00
Піски, легко проникливі супіски	0,40—0,60

Коефіцієнт збігу, як певний додатковий поправочний коефіцієнт, узято $\approx 1,00$.

Значення коефіцієнтів виявлено з розгляду широкого матеріалу про зливи в різних частинах С. Р. С. Р. і даних про витрати.

Граничні суми опадів підчас злив і відповідні їм тривалості дано для десятиох районів.

Для центрального та Півд.-Західнього району вони такі:

ТАБЛИЦЯ 21.

Район	Тривалість												
	10 х.	20 х.	30 х.	40 х.	50 х.	1 г.	2 г.	3 г.	4 г.	5 г.	6 г.	12 г.	24 г.
Центральний	37	48	55	62	68	73	93	105	114	119	122	127	130
Півд.-Західний	44	56	64	72	78	83	106	121	132	139	145	156	160

Формула інж. Таненбаума (1917 р.) Інж. Таненбаум, (27) вважаючи, що Кестлінова градація коефіцієнту α , що залежить від довжини, неправильна, узявся до математичної аналізи явища збігу дощової води. Поклавши, що скорість вбирання дощової води підчас збігу пропорціональна до перейденого шляху й висоти водяного шару, він установляє диференціальне рівняння $\frac{dh}{h} = -\alpha dl$, і далі доходить загальної формули збігу:

$$Q = \frac{hb}{\alpha} \left(1 - \frac{1}{e^{\alpha l}}\right) \dots \dots \dots (LXXV)$$

де h — висота шару упалої за секунду води,

L — довжина водозбору,

b — ширина

e — основа натуральн. логаритмів ($= 2,71828\dots$),

α — коефіцієнт вбирання на 1 кілометр простору $= \frac{1}{2,25} = \frac{4}{9}$, відповідно до Кестлінових спостережень збігу в 8 куб. м./сек. з водозбору, завдовжки в 3,5 км. і $h = 0,016$ м/м за секунду.

Далі, в згоді з цією формулою, інж. Таненбаум вивіряє значення коефіцієнту (Кестлінової формули) в різних довжинах водозбору. Дані його обчислень такі:

ТАБЛИЦЯ 22.

Довжина головного тальвегу в км.	3,5	7	10,5	14	17,5
Старі Кестлінові коеф. на метр. міри	8	6—4	3	2	1
Виправлені коефіц. на метр. міри .	8	6—4	3	2,25	1,8

Кінцевий Таненбаумів вислід — потреба збільшувати коефіцієнт для довгих водозборів. Проти цих поправок Кестлінових норм, висунув у літературі заперечення інж. Бернацький; він зазначив, що неможна покладати, ніби з рівновіддалених від лінії ділянок збігає постійна кількість води, як припускає Таненбаум, та неможна вимагати збільшувати коефіцієнт для довгих водозборів, бо це не відповідає даним практики.

Формула інж. Риппаса (30), що працював над переглядом Кестлінових норм, як Голова Комісії Інж. Ради, має вигляд аналогічний з формулою Зброжека для малих водозборів, але вирази коефіцієнту інші.

$$Q = 1,953 \times h \times \alpha \times F \dots \dots \dots (LXXVI)$$

де Q — в куб. саж./секунд. доплив до споруди,
1,953 — те саме, що в Зброжека,

F — площа водозбору в кв. верствах,

h — середня інтенсивність зливи в $\frac{m}{h}$ за 1 хв.,

α — коефіцієнт спаду води в зливовому потоці на протязі його течії.

Величину h інж. Риппас визначає, використовуючи взаємне відношення, що його вивів інж. Таненбаум, а саме: h та площі поширення зливи $h = h_{max} (0,845 - \frac{82 - 17F}{10^3 F})$, коли покласти найбільший доплив, з затягненням всього водозбору дощем, де h_{max} найбільша інтенсивність зливи на 1 хвилину; α — виявлене залежно від довжини найбільшого збігу та найбільшої інтенсивності зливи.

$$\alpha = \frac{h_{max}}{16} + \frac{3,6}{\sqrt[4]{F^3 + 4}} - 0,28.$$

Вирази h та α маємо з даних 2-ої Катер. Залізн. і в цілому вони становлять характеристику умов збігу південної смуги СРСР.

Формула проф. Дубелліра. Дослідження проф. Дубелліра (1917 р.) (24), як і попередніх авторів, становило спробу дати формулу для обчислення отворів як дорожніх, так і залізничних споруд, вільну від хиб офіційно ухваленої Кестлінової формули.

Проф. Дубеллір виходить із загальної формули (1)

$$Q = \phi \varphi R F$$

Величину коефіцієнту збігу $\varphi = \frac{F_{max}}{F}$ (де F_{max} — найбільша площа збігу) він виражає як функцію швидкості збігання найбільшим спадом v саж./сек., тривалості зливи t секунд і довжини L верств водозбору.

$$\varphi = \frac{mvt}{500 h}$$

де $m > 1$ — відношення найбільшої ширини водозбору до її середнього значення $(\frac{F}{L})$.

Тоді формула (1) набирає вигляду

$$Q = \frac{\phi R t}{500} m v \frac{F}{L} \dots \dots \dots (LXXVII)$$

або, коли

$$k = \frac{m \sqrt{F}}{L}$$

$$Q = \frac{R \phi t'}{500} k v \sqrt{F} \dots \dots \dots (LXXVII')$$

Тут, як і передніше, Q — найбільша витрата в куб. саж./сек. R — найбільша кількість води, що випадає підчас зливи в куб. саж./сек. на 1 кв. верству водозбору,

F — площа водозбору в кв. верствах.

Швидкість збігання, що стоїть у формулі, є змінна величина, бо в природі збіг — явище неусталеного нерівномірного руху, але для мети

практичної проф. Дубеллір вважає можливим визначати її, припускаючи рух рівномірний, цеб-то беручи $v = const$, тотожньою зі значенням v у формулі $Q = vF$, де v швидкість на даному перерізі, визначувана живим перерізом потоку за формулою Шезі:

$$v = c \sqrt{RJ}$$

Щоб безпосередньо практично використовувати формулу, проф. Дубеллір дає таку цифрову характеристику значень коефіцієнтів та величин, що входять у формулу.

1. Величину R визначають згідно з такими нормами інтенсивності зливи:

Т А Б Л И Ц Я 23.

Інтенсивність зливи		R в куб. саж. на кв. верству	П р и м і т к и
м/м за хв.	м/м за год.		
1	60	2	Для дорожніх споруд, що не потребують окремого запасу на розмивання.
1,66	100	3,3	Для залізничних та дорожніх споруд, що потребують запасу на розмивання.
5,0	300	9,8	Вияткові значення для злив незвичайної сили.

2. Значення коефіцієнту ϕ :

$\phi = 0,15$ для піщового, легко проникливого ґрунту в лісистій, рівній місцевості;

$\phi = 0,25$ для середніх умов;

$\phi = 0,35$ для скелястого, непроникливого ґрунту з крутими похилами й браком рослинності.

3. Найбільша тривалість зливи $t = 30$ хв. = 1800 сек.

4. Пересічна швидкість збігання (з запасом)

$v = 0,20$ саж./сек. пологісті схили водозбору, мало порізаного струмками,

$v = 0,40$ саж./сек. — середні умови,

$v = 0,60$ саж./сек. круті схили, водозбір дуже порізаний ярами й струмками.

5. Значення коефіцієнту m :

$m = 1$ для водозборів прямокутної форми

$m = 1,5$ для середніх умов

$m = 2$ для водозборів трикутної форми.

Для чималих водозборів від 25 до 50 кв. в. заводять у формулу коефіцієнт нерівномірного поширення зливи = 0,80.

Для водозборів завдовжки $L < 3,6 mv$ витрату обчислюють за формулою $Q = \phi RF$, бо коефіцієнт збігу $\psi = 1$ (до перерізу встигне надійти вся злизова вода з усього водозбору).

Рівняючи далі на прикладах застосування формул, своєї та Кестлінової, проф. Дубеллір доводить, що остання а-ні-як не відбиває місцевих побутових умов, тоді як у його формулі вони виразно виявляються в скінченім результаті.

Що-до висунутої формули інж. Бернацький відзначив, що проф. Дубеллір ставить витрату в залежність від багатьох умов, конкретизувати які важко, а через те надається великий простір особистим поглядам складача проєкту; далі, облік впливу рослинності — нена-

дійний, бо ліси можуть вирубати, а ріллю й луки забудувати; пересічні коефіцієнти, наведені для різних випадків не перевірені досвідом; ухвалювати лінійну зворотню залежність витрати від довжини водозбору—помилка.

У дослідях цього автора (31), що належать уже до післявоєнного періоду (1921 р.), конкретно розроблено питання про вибір облікової інтенсивності, поставленої в залежність від „часу добігання струменів з найвіддаленіших пунктів водозбору і можливості випадку зливи такої інтенсивності в даній місцевості за 10-ти літній період“.

Формула має вигляд:

$$Q = 1000 \mu \alpha F \dots \dots \dots (LXXVIII)$$

де Q — обліковий збіг в куб. метрах за хвилину,
 μ — коефіцієнт збігу, що обчислює вбирання ґрунту,
 α — облікова інтенсивність дощу в м/м за хвилину.

Значення α та μ беруть на таких підставах.

Просторинь кол. Европ. Росії поділяють на 8 районів. Потім, „у згоді з вимогами, щоб випадки перевищення облікового збігу пересічно мали місце не більше одного разу за 10 літ“, устанавляють на підставі точних метеорологічних даних Гол. Геоф. Обсерваторії, значення облікової інтенсивності, залежно від району й часу добігання струменів води з як-найвіддаленішого пункту водозбору.

Значення коефіцієнту μ подано для різних ґрунтів у таблиці, виведеній з досвіду, при чому для особливо важливих споруд і ґрунтів, яких таблиця не передбачала, треба поставити досліди“.

Час t визначають з рівности $t = \frac{l}{v}$, де l довжина шляху добігання струменів води з найвіддаленішого пункту водозбору (у найпростішому випадкові довжина водозбору або його частини) в метрах.
 v — пересічна по довжині водозбору скорість водяної течії в метр. за хвилину. Значення v попервих беруть з формули

$$v = k \sqrt[3]{B \sqrt{i}}$$

де k — коефіцієнт для перших 4-х районів (Південних та Півд.-Західн.) = чорноземля 56,4; глина до 20% — 75,7; піскові, глинясті ґрунти з піском 40% — 69,2; теж — 50% — 53,0; теж 50% — 27; теж 70% — 22,65.

Для східних і південно-східних районів значення нижчі на 10%.

B — пересічна ширина водозбору або його частини в клм. i — пересічний похил.

Точніші значення v визначають з відношення $v = 0,85v_0$, де v_0 — пересічна скорість в гирловому перерізі, визначувана з витрати (виявленої попереднім наближенням), поздовжного похилу та перерізом корита за допомогою формули Шезі:

$$v_0 = c \sqrt{Ri}$$

Нарешті, для водозборів > 60 кв. клм., коли ґрунт середньо, або дуже вбирає воду, інж. Протодіяконов рекомендує порівнювати витрату, обчислену зливовою формулою, з витратою від весняного розтавання снігу, яку визначають з формули.

$$Q = 47 F \text{ в куб. мет./хвил.}$$

де F площа водозбору в кв. клм.

Розрахункові таблиці для α та μ складено дуже детально, для „ μ “ взято низку категорій ґрунтів.

У скорочені прийняті значення такі:

Т А Б Л И Ц Я 24.

Розрахункових інтенсивностей „ α “ та коефіцієнтів збігу

Час доби- дня	Розрахункові інтенсивності „ α “ в м/м за хвилину		Коефіцієнти збігу	
	Центральний район	Півд.-Західн. район	На чорноземлі	На піщаних ґрунтах з 40% піску
2 хвил.	3,08	2,52	0,671	0,759
5 "	2,12	2,18	0,633	0,807
10 "	1,45	1,77	0,570	0,826
30 "	0,696	0,880	0,400	0,817
1 год.	0,400	0,510	0,364	0,770
2 "	0,210	0,290	0,342	0,722
3 "	0,147	0,217	0,32	0,679

Дошкульне місце в роботі інж. Протодіяконова є либонь визначення швидкості.

Та наближена формула для v , що він її запропонував, дає навіть на середніх похилах і середніх величинах водозбору невідповідно високі величини. Так ось, на водозборах, завбільшки в 10 кв. клм., з відношенням найбільшої довжини до пересічної ширини = 2 (а це за Долговим є нормальне, найчастіше стріване явище в районі 2-ої Катер. залізниці), коли похил в $i = 0,008$, швидкість за формулою дорівнює 6,61 метр./сек, а на великих площах та великих похилах вона добігає 10 і більше метрів за хвилину.

Навіть на дуже пологістих похилах та невеликих простяглих площах, значення v великі (так коли $i = 0,001$, $\frac{L}{B} = 4$ і $F = 5$ кв. в., $i = 1,81$ мтр./сек.).

Далі уточнювати величину v , застосовуючи формулу Шезі не завжди можна, бо не завжди відомо глибину потоку (горизонт високої води).

Коли так наближено визначати величину v , то детально розробляти значення μ немає рації.

В цілому, як користуватися самими-но наближеними визначеннями v за формулою $v^2 = k \sqrt[3]{B} \sqrt{i}$ формула Протодіяконова призводить до надміру високих норм, як це показує наведений нижче порівняльний графік різних норм.

Ця робота інж. Касаткіна¹⁾ належить до числа новітніх його досліджень питання про збіг зливової води, і являє собою спробу дати загальну формулу, що облічувала б усю різноманітність у величині збігу різних водозборів Європейської частини СРСР.

Формулу висунуто такого, скоріше емпіричного виду:

$$Q = (F + F_1) \alpha \beta \dots \dots \dots (LXXIX)$$

де F — площа водозбору в кв. верствах,
 F_1 — певна додаткова площа,

¹⁾ У показникові літератури з питання про максимальний збіг, що його дав проф. Оппоков у „Технічній Енциклопедії“ (37) та (38) є посилання й на ранішу роботу того самого автора, а саме: І. Касаткін „О формуле для расчета притоку воды к искусственным сооружениям“, 1911.

α — коефіцієнт, що характеризує топографічну будову водозбору (довжину, похил, крутину поперекових спадів),

β — кліматичний коефіцієнт, залежить від географічного положення місцевості.

Коефіцієнт α визначають формулою

$$\alpha = \sqrt{\frac{H}{L} \left(\frac{10}{L+10} + 0,07 \right)}$$

де H — пересічна височина зовнішньої межі обводу водозбору над опустом споруди (визначають нівелюванням з периметру водозбору, виходячи від опусту й повертаючись до нього).

L — що найбільша довжина у верствах.

Вираз $\left(\frac{10}{L+10} + 0,07 \right)$ — коефіцієнт, що відбиває гіперболічний закон зменшення збігу, коли більшає довжина.

Величина F_1 править до обліку нерівномірної інтенсивності зливи на площині водозбору.

Покладаючи, на підставі даних спостережень, що взагалі можлива площа найбільшої інтенсивності являє собою смугу на 0,5 верств завширшки та з верстви завдовжки, цеб-то 1,5 кв. верств, інж. Касаткін бере за F_1 найбільшу частину водозбору, яку ця смуга може вирізати в даній конфігурації водозбору.

Відеи, для великих водозборів $F_1 = 1,5$ кв. в., для малих 0.

Коефіцієнт β , визначений емпірично з даних спостережень над витратами на Курській залізниці та кол. Катерин. залізниці, згідно з таблицею:

Т А Б Л И Ц Я 25.

Вер- стви	H у саж.	L у верств.	F у кв. верств.	F_1 у кв. верств.	$\sqrt{\frac{H}{L}}$	$\frac{10}{L+10} + 0,07$	Спостер. витр. Q куб. саж. за сек.	β
М Курська залізниця.								
216	35,45	13,06	59,82	1,05	1,648	0,504	24,25	0,476
302	19,59	1,334	0,892	0,547	3,876	0,952	3,38	0,638
308	8,54	1,933	0,894	0,778	2,102	0,906	1,187	0,373
2-а Катерин. залізниця.								
54	3,04	0,86	0,42	0,42	1,880	0,991	0,71	0,454
56	7,91	1,20	1,28	0,621	2,567	0,963	1,90	0,404
62	14,67	3,15	3,03	1,34	2,158	0,830	2,13	0,272
83	6,17	2,00	1,86	1,01	1,756	0,903	1,26	0,277
86	3,82	2,00	3,41	1,48	1,382	0,903	4,13	0,677
88	5,75	5,45	8,26	1,50	1,027	0,717	4,86	0,676
94	6,58	1,50	2,30	1,27	2,094	0,94	3,89	0,482
100	11,52	3,60	5,32	1,50	1,789	0,805	11,87	1,209
101	3,97	1,23	0,92	0,57	1,797	0,96	2,40	0,934
102	4,21	0,88	0,53	0,42	2,252	0,993	1,81	0,852
104	19,45	7,802	21,05	1,50	1,657	0,655	24,93	1,031
105	24,75	9,14	19,55	1,50	1,646	0,592	12,37	0,603
247	7,95	1,50	1,115	0,64	2,052	0,94	3,33	0,911
249	14,81	2,90	4,86	1,38	2,260	0,845	11,09	0,931
251	7,71	2,30	1,598	0,936	1,831	0,885	3,33	0,811

Роблячи висновки на підставі цієї таблиці, про зростання β з півночі на південь і беручи для розрахункових значень 60% найбільших спостережених, інж. Касаткін встановлює для станції Щекино Катер. зал. $\beta = 0,29$, ст. Бастієво К. зал. $\beta = 0,38$, для середньої частини колишньої 2-ої Катерин. залізниці $\beta = 0,73$.

Зважаючи далі на кількість та характер опадів по різних районах кол. Европ. Росії, відзначених по різних літературних джерелах, інж. Касаткін накидає значення β ізолініями на мапі. Крайні значення $\beta = 0,80$ — південна частина Поділля, та $\beta = 0,10$ для 62 паралелі.

(У межах України проходить ізолінія 0,60 між Черніговом та Київом, Харковом та Курськом, що повертає на Мелітопіль — Херсон, та ізолінія 0,70).

Висунута формула передбачає водозбори з перевагою глини, суглинків та чорноземлі без чималих лісових площ.

Для піскових водозборів рекомендують зменшити значення проти формули на 25 — 30%.

Формули виведено на розрахункову витрату, що становить 60% максимальної.

Перевантаження в роботі споруди інж. Касаткін припускає до 66%.

Передбачаючи, як важко буде орудувати формулою та її перевіряти, з причини чималої розвідної роботи, інж. Касаткін запроваджує в дальшому на багато спрощені положення. Замість H беруть величину $H = nh$, де n можна вважати за $= 0,70$, з середньою похибкою супроти справжніх величин у 8,4%; h макс. — височина над опустом горішньої точки. Тоді з похилом i маємо рівняння:

$$\sqrt{\frac{H}{L}} = \sqrt{500ni} = \sqrt{350i},$$

і формула набирає вигляду:

$$Q = (F + F_1) \sqrt{350i} \left(\frac{10}{L + 10} + 0,07 \right) \dots \dots \dots (LXXIX')$$

Про формулу інж. Касаткіна треба сказати ось що: кліматичний коефіцієнт β у вихідних своїх числових значеннях є одержаний, по суті, з даних тільки 3-х спостережених витрат, чого занадто мало, бо взяті значення одбивають низку особливостей цих водозборів, а формула їх не облічує: порода ґрунту, характер рослинності, стан оброблення ґрунту, то-що.

Далі, взятий закон зміни коефіцієнту α недостатньо обґрунтований, через що на величину β могли впливати й різні величини водозборів.

Очевидячки, щоб мати такі значення β , які справді б характеризували різні зливові ефекти тих або цих районів, потрібні досить численні спробні перевірки величини β . Порівнюючи з нормами інших авторів, подавані за цією формулою надто великі.

Досі ми розглядали формули максимального збігу, пропонувані здебільшого на разрахунок дорожніх штучних споруд.

Безпосередньо для потреб меліоративної практики з самостійними розв'язками питання виступили проф. Ланге та інж. Тарловський.

Формулу Ланге розглянуто вище, як ту, що належить більше до групи формул збігу з великих водозборів.

Формула інж. Другий автор, інж. Тарловський (13), висунув загальний принцип, що найбільшу витрату утворює розтавання весняних снігів, а не зливи. Тарловський виходив з даних про витрати на ставах Саратівщини.

Розглядаючи збіг снігової води з якогось прямокутника, він доходить виду формули:

$$Q = A(1 - \mu\sqrt{F})F \dots\dots\dots (LXXX)$$

де Q — максимальний збіг з даного водозбору в куб. саж./сек.

A — основна норма збігу з 1 кв. верстви в куб. саж.

F — водозборна площа в кв. верствах.

μ — коефіцієнт, що залежить від характеру розтавання з одного боку, та індивідуальних властивостей даної долини (від простягlosti долини, крутини схилів, та корита й инш.) з другого боку.

За даними спостережень, пророблених на Саратівщині, найбільшу інтенсивність розтавання інж. Тарловський бере в 5 м/м за годину, а відповідну їй норму збігу $A = 0,16$ куб. саж./сек. (що близька до норми Лаутербургової в розрахункові на обложний дощ).

Для малих водозборів, до 15 кв. верств, цю норму інж. Тарловський має за постійну, беручи найгірший випадок: по всій площі водозбору розтавання відбувається з максимальною інтенсивністю й найбільший секундний збіг визначають за формулою:

$$Q_{max} = AF = 0,16F \dots\dots\dots (LXXXI)$$

Для площ водозборів від 15 до 50 кв. верств збіг визначають згідно з формулою (LXXX) (покладаючи $A = 0,16$, а $\mu = 0,06$):

$$Q_{max} = 0,16(1 - 0,06\sqrt{F})F \dots\dots\dots (LXXX)$$

і, нарешті, для водозборів — площиною більшою за 50 кв. верств — норма, як це зазначено, зменшується удвічі, і збіг визначають з ф-ли:

$$Q_{max} = \frac{A}{2} F = 0,08F$$

В. Числові емпіричні норми збігу, вживані в СРСР.

Як і за кордоном, щоб визначити максимальний збіг, у нас було запропоновано низку безпосередніх числових норм збігу, без попереднього з'ясування теоретичного виду залежності між величиною витрати й факторами, що її складають.

Виведено їх, очевидно, з даних безпосередніх спостережень.

У праці інж. Долгова (17) наведено такі норми, вживані в розрахунках отворів штучних споруд:

ТАБЛИЦЯ 26.

Норми Пушечнікова.	Площа водозбору F	Для водозбору с по- ложистими схилами	Для водозбору з кру- тими схилами
	Витрата в куб. саж. з кв. верстви.		
<	5 кв. вер	0,55 куб. саж.	0,70 куб. саж.
	5—10 " "	0,50 " "	0,65 " "
	10—20 " "	0,40 " "	0,55 " "
	20—30 " "	0,30 " "	0,45 " "

За основу для розроблення своїх норм Пушечніков (17) узяв витрати, обчислені з Кукуївської зливи 29—30/VI—1882 р. в різних спорудах Моск.-Курск. залізн.

ТАБЛИЦЯ 27.

Норми
Лесля (17).

Місцевість	Площа водозбору	
	Від 1 до 5 кв. вер.	Від 5 до 10 кв. вер.
Кількість води, що припливає з кв. верстви в куб. саж.		
Рівна	0,06 куб. саж	0,03 куб. саж.
Горбовиста	0,18 " "	0,12 " "
Горяна	0,23 " "	0,18 " "

ТАБЛИЦЯ 28.

Норми Івангород-Домбровської зал. (17,37).

F кв. вер.	$\frac{Q}{F}$	F кв. вер.	$\frac{Q}{F}$
До 0,60	1,25	8	0,32
0,75	1,13	9	0,30
1	0,96	10	0,28
2	0,67	15	0,22
3	0,54	20	0,19
4	0,47	30	0,15
5	0,41	40	0,12
6	0,37	50	0,10
7	0,34	—	—

ТАБЛИЦЯ 29.

Норми
Тифенбахера
(17)

Довжина водозбору	Кількість води, що спливає з кв. верстви в куб. саж.
< 4 верств	0,224
4—8 "	0,281
8—12 "	0,608—0,412
12—16 "	0,304
> 16 "	0,206
	0,103

Дані залежно від довжини водозбору і являють однією норм Кестлінових норм

ТАБЛИЦЯ 30.

Норми
Розена (24).

Довжина водозбору L верств	Витрата в куб. саж. $\frac{Q}{F}$ на 1 кв. верству
Від 16—8 ✓	$0,03 + (16 - L) 0,00125$
8—4	$0,04 + (8 - L) 0,005$
4—2	$0,06 + (4 - L) 0,03$
2—1	$0,12 + (2 - L) 0,12$

Дані, щоб визначати витрати по видолінках, течіях і річках.

Норми стосуються до рівнинної місцевості й їх треба збільшувати для горбовистої та горяної.

Далі автор зазначає, що різні інші умови, як ось: надто великі зливи, якість ґрунтів, рід рослинності, чагарник чи трава то-що, можна облічувати в кожному окремому випадкові, вивчивши місцеві умови.

Норми
інж. Долгова
(3) (36).

Висновки цього автора базуються на даних з неперервних спостережень Пологівської дощомірної сітки за період з 1906—1911 р.р.

Спостереження ці охопили цілу низку надзвичайно великих злив, що їхні елементи, а також і супровідні гідродинамічні явища збігу, сітка була докладно зареєструвала.

Використовуючи ці дані, інж. Долгов будує для випадків граничних злив та граничних найбільших витрат, криві витрат, а порівнюючи їх далі з усіма іншими елементами зливових ефектів, як ось, тривалістю, площею поширення та площею водозбору—виводить зливові норми та граничні норми сили збігу, що їх обумовлюють попередні.

Результати інж. Долгов подав у таблиці 31.

Т А Б Л И Ц Я 31.

Найбільша та найменша напруженість зливи в період збігу	Пересічна напруженість зливи ξ_0	Кількість води, що її викидає злива за 1 сек. на 1 кв. верству 1,953 ξ_0	Пересічне значення коефіцієнту збігу в період повного збігання α	Пересічне значення коефіцієнту вбрання в період повного збігання	Напруженість збігу $\frac{Q}{F}$	Площа водозбору F
6—0,5	6	11,518	0,869	0,131	10	0,10
"	5	9,565	0,717	0,283	7	0,25
"	3,8	7,353	0,680	0,320	5	0,50
"	2,7	5,223	0,670	0,330	3,5	1
"	2,3	4,592	0,664	0,346	3	2
"	2	3,906	0,640	0,360	2,5	5
"	1,5	2,930	0,546	0,454	1,6	15
"	1	1,953	0,512	0,488	1	30
"	0,8	1,562	0,170	0,840	0,25	300

Значення коефіцієнту збігу α одержано з формули:

$$\frac{Q_{max}}{F} = 1,953\xi\alpha(1 \pm l)(1 - m)(1 - n) \dots \dots \dots (LXXXII)$$

(що її використувано для Пологівського району), де $(1 \pm l)$ —поправочний коефіцієнт на топографічні особливості місцевості: $l = 0$ для горбовистої, l —близько до 1 для цілком рівнинної.

$(1 - m)$ —поправочний коефіцієнт на фізичні особливості ґрунту: $m = 0$ для глинястих ґрунтів, $m = 1$ для чистого піску, $0 < m < 1$ для мішаних ґрунтів.

$(1 - n)$ —поправочний коефіцієнт на умови флори:

$n = 0$ для місцевостей з мішаною трав'яною рослинністю.

Виведені норми збігу, за даними Пологівської дощомірної сітки, відповідають степовій місцевості горбовистого характеру з похилами тальвегів та схилів у межах 0,002 — 0,10 з чорноземно-глинясто-леосовим ґрунтом, підстеленим глинами та лесом вкритим мішаною рослинністю, чому l , m та n інж. Долгов узяв = 0.

Користуватися з цих норм інж. Долгов вважає за можливе, визначаючи максимальний збіг з площі водозборів до 300 кв. верств у межах півдня України до паралелі 50° північної широти.

Ці норми слід уважати за дуже великі, вони більші за Кестлінові від 5 до 20 разів і, взагалі, належать до найбільших з-поміж усіх запропонованих.

Причина цьому та, що дано їх для граничних злив, які бувають дуже рідко, а до того ще їх визначено для справжніх міряних площ збігу.

Отже, беруть надто тяжкі умови розрахунку: найневигодніша комбінація, гранична злива, що охоплює всю площу водозбору.

Ці норми відомі в ділянці меліоративно—гідротехнічних розрахунків.

Їх розроблено на випадок збігу снігової води за даними спостережень збігу з водозборних площ від 89 до 1.100 десятин Тульщини та Вороніжчини.

Норми проф. Спарро (33).

Т А Б Л И Ц Я 32.

Водозборна площа десятин гектарів	Максимум збігу за 1 сек. в куб. саж. з 1 десят. метр. з 1 гектара	Водозборна площа десятин гектарів	Максимум збігу за 1 сек. в куб. саж. з 1 десят. метр. з 1 гектара
100	0,0035	600—700	0,0024
109	33,99	650—765	23,31
100—200	0,0033	700—800	0,0023
109—218	32,05	765—874	22,34
200—300	0,0030	800—900	0,0022
218—328	29,14	874—983	21,37
300—400	0,0028	900—1000	0,0021
328—437	27,20	983—1092	20,40
400—500	0,0026	1000—1500	0,0020
437—546	25,25	1092—1639	19,43
500—600	0,0025		
546—656	24,28		

Закінчуючи на цьому огляд російських та закордонних формул і норм максимального збігу, треба відзначити, що oprіч цитованих праць є ще низка досліджень з того самого питання, що їх тут не торкнулися.

Докладний показник російської та німецької літератури з питання про збіг максимальної води можна знайти в статтях проф. Є. Оппова, міщених у Технічній Енциклопедії т-ва Освіти (37) та (38), а американської—в праці Mead'a (8).

Так само за обмеженістю об'єму цієї праці в друкові, не зачеплено окремих теоретичних досліджень з питання, близького до даного, а саме: про зливові опади, їхню повторюваність і залежності, що існують між окремими їхніми елементами.

З-поміж праць наших авторів, що-до цього питання, опублікованих за останній час, слід відзначити:

Розвідку акад. Б. Срезневського (35), що встановив гіперболічну залежність між інтенсивністю й тривалістю „граничних“ злив України, працю Е. Берга (39), що становить дуже цінне зведення систематизованого матеріялу зливових опадів, і, нарешті, праці інж. П. Горбачова (40) та (41) в справі встановлення залежностей між інтенсивністю i та тривалістю t зливових опадів, можливістю повторення даної сили опадів ($i\sqrt{t}$) за певне число літ та цією силою для даних кліматичних умов.

Порівняльна оцінка формул максимального збігу.

Найбажаніший спосіб оцінити розглянуті формули—це порівняти їх з даними справжніх спостережень над найбільшими витратами з різних площ водозборів, на різних породах ґрунту, з різною топографією, культурним обробленням та для неоднакових кліматично українських районів, до того ж не пускаючи з уваги можливості повторень явища (раз за 50, 20, 10, 5 та менше літ, або за якесь інше число літ—залежно від призначення даної формули й міри відповідальності споруди).

Одначе, достатньо всебічного дослідного матеріялу надто мало¹⁾, а через те питання про вживаність тієї або цієї формули до розрахунку отворів дорожніх та гідротехнічних споруд в українських умовах тепер остаточно вирішити не можна.

Але все-таки можна виробити певну кількісну оцінку різних формул, порівнюючи величини витрат, давані ними, між собою й поклавши більш-менш однакові умови збігу.

Таке порівняння зроблене на двох наведених далі графіках.

На графікові № 1 показано величини максимального збігу, добуті з деяких відоміших формул для збігу води (переважно зливової) з малих водозборів.

Спочатку всі графічно відтворені тут формули переведено на метричні міри. До багатьох із цього типу входять такі фактори, як довжина й похил водозбору, а через це для порівняння взято якийсь теоретичний випадок форми водозбору, з відношенням довжини до пересічної ширини $\frac{L}{B} = 2$, або коли $L = \sqrt{2F}$, де F —площа водозбору.

Окрім того, для деяких формул є криві витрат на два випадки похилів тальвегу з $i = 0,001$ (дуже пологістий рельєф) та з $i = 0,008$ (пересічний рельєф горбовистої місцевості).

Інтенсивність зливи, де вона стоїть у формулах, як змінна, дорівнює 1,2 " за 1 хв. (очевидячки найбільш відповідає розрахунковій нормі для південного степового району України).

На цьому самому графікові накреслено криві витрат з різних площ водозбору, обчислених за найбільшими модулями збігу інж. Кочерина (2), своєю чергою визначеними на підставі зібраного ним фактичного матеріялу спостережень. Одна для південного степового району України, друга для крайньої північної частини лівобережжя України—з метою, певною мірою виявити взаємні відношення між величинами найбільшого збігу, даваними формулами і насправді спостереженими, для найрізноманітніших що-до клімату частин України.

І нарешті, відтворені нові проєктові норми Науково-Технічного Комітету Н. К. Ш. (34). Їх визначають формулою

$$Q = CaF$$

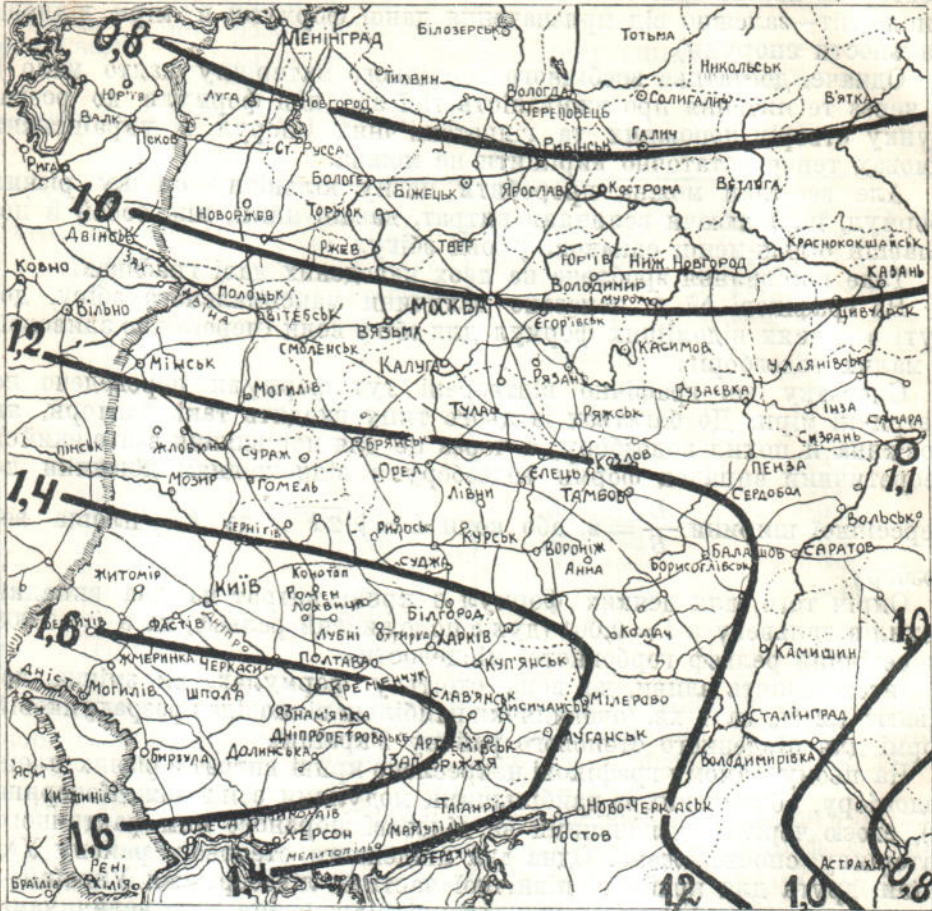
(поданою в метричних одиницях), де a коефіцієнт, що залежить від довжини й похилу, розроблений в таблицю для низки послідовних значень довжини й похилу. C —кліматичний та гідрологічний коефіцієнт, накреслений ізолініями на мапі Европ. частини СРСР.

¹⁾ Деякі дані, що їх наводять різні автори формул, надто мізерні та й не рівноцінні; до того-ж, рідко коли явище збігу й відповідну метеорологічну обстановку досліджувано або реєстровано всебічно. Дані ці за браком місця не вносять з огляду.

ВИКОПЛЮВАННЯ З МАПИ ІЗОЛІНІЙ

ЩО З'ЯСОВУЄ КОЕФІЦІЄНТ C ПІДЧАС ПІДРАХУНКУ
НАЙБІЛЬШОЇ ВИТРАТИ ВОДИ ЗА ФОРМУЛОЮ $Q_n = C \alpha F$.

/ Проект Гідротехнічної Комісії Науково-Технічного Комітету НКШ ./



Примітка: Коефіцієнт C треба визначати з точністю до 0,1, беручи до інтер-
полювання найближче більше число

На території України проходять ізолінії $C = 1,6$ і $C = 1,4$.

На логаритмічному графіку № 2 показані декотрі з закордонних та російських формул максимального збігу з більших площ річкових водозборів.

Здебільшого, витрату тут виявлено залежно тільки від площі водозборів та ще деколи від кількості опадів.

Всі формули переведені на метричні міри.

Значення коефіцієнтів, що характеризують різні фактори збігу, взято для середніх умов (грунту, рел'єфу й инш.).

На цьому самому графіку повторно накреслена для порівняння

ПОРІВНЯЛЬНИЙ ГРАФІК № 1

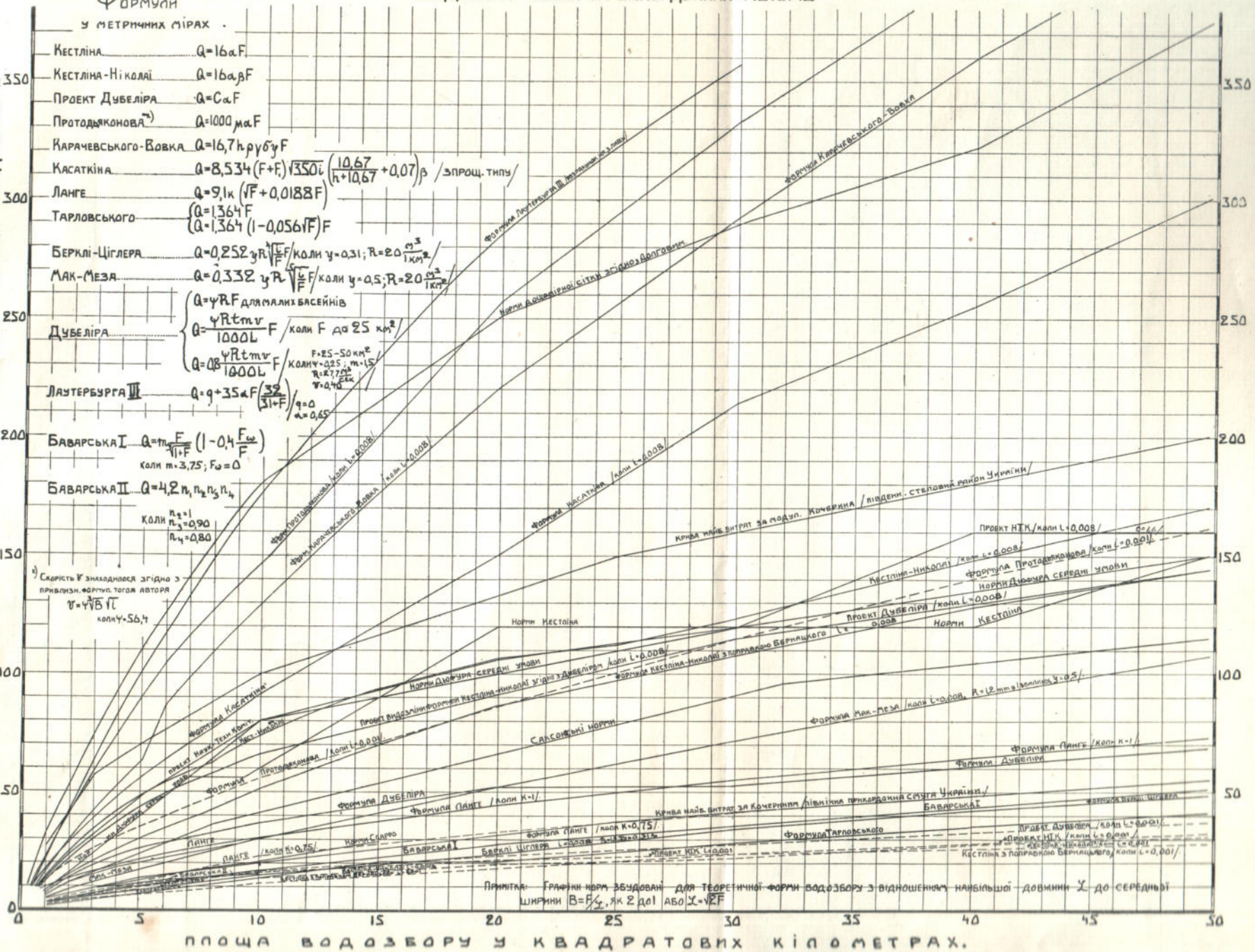
НОРМ МАКСИМАЛЬНОГО ЗБІГУ З НЕВЕЛИКИХ ВОДОЗБОРІВ

ЗА ДАНИМИ НАШИХ ТА ЗАКОРДОННИХ АВТОРІВ

ФОРМУЛИ

У МЕТРИЧНИХ МІРАХ

НАЙБІЛЬША ВІТРАТА Q У КУБІЧНИХ МЕТРАХ З ВСЬОЇ ПЛОЩІ ВОДОЗБОРУ

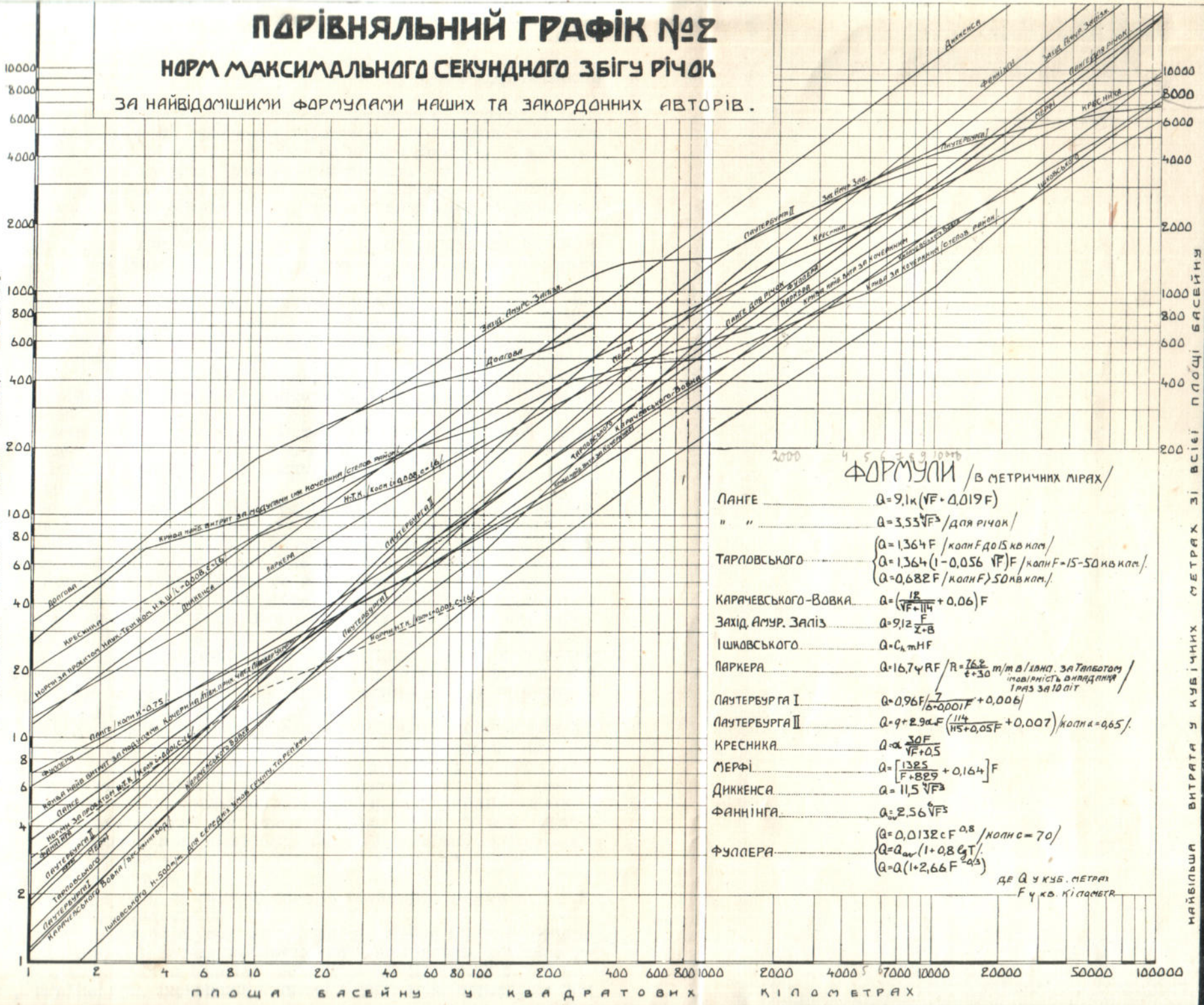


ПОРІВНЯЛЬНИЙ ГРАФІК №2

НОРМ МАКСИМАЛЬНОГО СЕКУНДНОГО ЗБИГУ РІЧОК

ЗА НАЙВІДОМШИМИ ФОРМУЛАМИ НАШИХ ТА ЗАКОРДОННИХ АВТОРІВ.

НАЙБІЛЬША ВИТРАТА У КУБІЧНИХ МЕТРАХ ЗІ ВСІЄЇ ПЛОЩІ БАСЕЙНУ



ФОРМУЛИ / В МЕТРИЧНИХ МІРАХ /

- ЛАНГЕ $Q = 9,1k(\sqrt{F} \cdot 0,019F)$
- " " $Q = 3,55\sqrt{F^3}$ / для річок /
- ТАРЛОВСЬКОГО $\begin{cases} Q = 1,364F / \text{коли } F \text{ до } 15 \text{ кв км} / \\ Q = 1,364(1 - 0,056\sqrt{F})F / \text{коли } F = 15-50 \text{ кв км} / \\ Q = 0,682F / \text{коли } F > 50 \text{ кв км} / \end{cases}$
- КАРАЧЕВСЬКОГО-ВОВКА $Q = \left(\frac{15}{\sqrt{F} + 114} + 0,06\right)F$
- ЗАХІД АМУР, ЗАПІЗ $Q = 9,12 \frac{F}{Z+B}$
- ІШКОВСЬКОГО $Q = C_k m F$
- ПАРКЕРА $Q = 16,7\psi R F / R = \frac{76,2}{\epsilon + 30} \text{ м/в/хвнд. зя Тапботом} / \text{ймовірність вниддення} / \text{ТРАЗ за 10 дїт}$
- ЛАУТЕРБУРГА I $Q = 0,96F / \sqrt{5+0,001F} + 0,006$
- ЛАУТЕРБУРГА II $Q = 9 + 2,9\alpha F \left(\frac{114}{115 + 0,05F} + 0,007\right) / \text{коли } \alpha = 0,65 /$
- КРЕСНИКА $Q \propto \frac{30F}{\sqrt{F} + 0,5}$
- МЕРФІ $Q = \left[\frac{1325}{F + 829} + 0,164\right]F$
- ДИККЕНСА $Q = 11,5\sqrt{F^3}$
- ФАННІНГА $Q = 2,56\sqrt{F^3}$
- ФУЛЛЕРА $\begin{cases} Q = 0,0132CF^{0,8} / \text{коли } C = 70 / \\ Q = Q_{av}(1 + 0,8C/F) / \\ Q = Q(1 + 2,66F^{-0,4}) \end{cases}$

де Q у куб. метрах
F у кв. кілометр

НАЙБІЛЬША ВИТРАТА У КУБІЧНИХ МЕТРАХ ЗІ ВСІЄЇ ПЛОЩІ БАСЕЙНУ

крива витрат за Кочериним (на ті самі випадки, що й у 1 графіковій), норми Долгова, що характеризують винятково великі витрати, проєктові норми Науково-Технічн. Комітету Н. К. Ш. і, наостанці, формули проф. Ланге та інж. Тарловського особливо нам цікаві, як подані для випадків розрахунку в меліоративно-гідротехнічній практиці.

Порівнюючи результати графічного відтворення формул можна дійти деяких висновків загального характеру, що стануть у пригоді, коли треба буде в окремих випадках вибирати формулу для визначення допливу до споруди в українських умовах.

Явище максимального збігу з малих водозборів (приблизно до 100 кв. кіломет.) з теоретичного боку що-до обліку найголовніших факторів, як-найкраще освітлюють наші залізничні норми.

Новий проєкт Наук.-Техн. Коміт. Н. К. Ш. робить їх ще гнучкішими, запроваджуючи оцінку кліматичних та гідрологічних умов місцевості.

Визначити, як точно накреслені ізолінії значень коефіцієнту C виявляють справжні відмінності в кліматичних та гідрологічних умовах різних районів України досить важко, через неповноту відповідного дослідного матеріалу спостережень, і, напевне, самі автори розглядали їх як деяке наближення, що підлягає дальшому коректуванню й деталізації, в міру того, як вияснитимуться результати застосування норм.

Оцінюючи в цілому як нові проєктові, так і старі залізничні норми, бачимо, що для півдня України і ті й ці близькі одні до одних, а для північної частини та узбережжя Азовського й Чорного морів, нові трохи менші за старі.

Що-до інших норм, офіційні Кестліна-Николаї та нові проєктовані норми Науково-Технічного Комітету Н. К. Ш. стоять посередині, але кидається у вічі те, що вони вищі проти закордонних (очевидячки коефіцієнт безпеки беруть у нас більший, ніж у Півн. Америці, або й у Германії, бо зливові ефекти по їх країнах не менші за наші).

Виняток становить Лаутербургова зливова формула, що дає дуже великі значення; це зрозуміло, коли пам'ятати Лаутербургову норму інтенсивності в $2,1 \frac{1}{\text{хв}}$ за 1 хв.

Переходячи до питання про вибір тих або цих норм на розрахунки з меліоративно-гідротехнічної практики, перед усім треба розподілити ці розрахунки залежно від призначення й відповідальності споруди й на це оглядатися, вибираючи норми.

У розрахункові, наприклад, запасних водозливів, упорядковуваних при водоймах, щоб випускати надто високу воду, очевидно потрібно виходити з залізничних норм, оглядаючися в кожному окремому разі на питання економічності надання відповідно до цих норм отвору. До того-ж слід мати на увазі, що залізничні норми приблизно відповідають зливовим випадкам, які стаються 1 раз за 20—30 літ. Видима річ, беручи менший коефіцієнт безпеки, що відповідає, скажемо, можливості повторення максимуму 1 раз за десять літ, норми треба відповідно зменшити.

Для орієнтування, на скільки саме їх зменшити, можна користуватися з закордонних даних.

Так, у зливових формулах, які склав А. Мейер (4) для місцевостей Півн. Америки, досить підхожих пловіометричним режимом до умов середньої частини України (водозб. річки Міссосоти та середн. част. річки Міссурі), зменшення зливної норми, коли переходити від

імовірності 1 раз за 25 літ до імовірності 1 раз на 10 літ і від 10 до 5 літ—становить що-разу пересічно 15% з більшої величини¹⁾

В не таких відповідальних випадках, як от, розрахунок отворів мостів під звичайну дорогу, зазначені норми будуть надто високі.

Придатніші значення подає Дубеллірова (LXXVII) формула; вона має до того ж достатню гнучість для обліку різних факторів, особливо коли величину D (кількість опадів за 1 секунду) мати за змінну, що одмінюється бодай пропорціонально до значень коефіцієнту C нової проєктованої формули Н. К. Ш.

Формули проф. Ланге та інж. Тарловського, як виведені для випадку снігової води, менше придатні, особливо в зливовому південному районі України, бо вони не досить гнучкі для виявлення збігу зливової води, отже на дуже положистих водозборах норми Ланге дадуть перебільшені значення, а на крутих—норми Тарловського, видимо, переменшені.

Проте, подекуди, коли бракує інструментальних даних здійми місцевості, щоб одержати орієнтовні відомості про розрахункові витрати в північних частинах України, формула проф. Ланге, либонь зі значенням коефіцієнту $k=0,75$ досить близько відбиває можливість найбільшу витрату, це помітно з порівняння її до кривої найбільших витрат за інж. Кочериним.

А в разі розрахунку отворів на прохід звичайних максимумів зєсняної води, з певною підставою можна орудувати нормами Тарловського, опертими на дослідні спостереження.

Загалом кажучи, питання про дуже певні розрахункові норми максимального збігу з малих водозборів, у зв'язку з призначенням та відповідальністю споруди й кліматичними одміними окремих районів України, не можна остаточно розв'язати, не мавши накупченого дослідного матеріялу спостережень та систематичної перевірки роботи споруд підчас проходу високої води.

Вибираючи норми для розрахунку на зливову воду, треба облічувати задержливий вплив процесу виповнення ставу, утвореного перед спорудою (який на чималому ставу, як ось у деяких водоймах, може набагато задовжити період часу від початку підвищення до найбільшого піднесення рівня води, тоб-то розрахункова тривалість дощу більшає, а відповідна розрахункова інтенсивність меншає²⁾.

По болотяних місцевостях норми звичайно рекомендують зменшувати (за проф. Ланге утричі, за Долговим—удвічі).

Все попередю подане стосувалося до норм максимального збігу з малих водозборів (до 50—100 кв. км.), а що-до визначання норм для великих водозборів, то тут, як правило, питання розв'язують звичайно на підставі безпосередніх спостережень над рівнем найвищої води (або відомостей, добутих опитуванням місцевого люду), похилу та живого перерізу водотечи, застосовуючи емпіричні формули гідравліки до скорості потоку.

¹⁾ Ті самі взаємні відношення фігурують у Фуллера (форм. XLIV) вже безпосередньо для порівняння найбільших витрат, що стаються раз на 25 літ і раз на 10 літ.

²⁾ Вплив цього явища, відзначений у працях лави авторитетних дослідників питання про максимальний збіг, де остаточно дано теоретичні розрахунки часу виповнення ставу (Інж. Карачевський-Вовк, Інж. Долгов, Паркер).

За останній час Інж. Я. Ненько у своїх працях (42 й 43) висунув і розв'язав питання про трансформацію повеяної хвилі залежно від змінної площі водойми та типу водоскидних споруд.

В тім, бувають випадки, особливо для водозборів, рівняючи не дуже великих розмірів—100—1000 кв. кілометрів, коли таких даних немає, або вони мало надійні, а для попередніх міркувань треба мати уявлення про можливу розрахункову величину витрати.

У такому разі доводиться звертатися до емпіричних формул, які в. Деяке полекшення у вибиранні придатної формули може дати складений графік № 2.

Порівнюючи показані на ньому формули, можна зробити такі загального характеру висновки.

Оскільки криві найбільших витрат, накреслені за модулями інж. Кочерина, здебільшого одбивають справжній рух явища максимального збігу залежно від площі водозбору (для площ більших за 100 кв. клм.), всі закордонні формули¹⁾, виключаючи формулу Ішковського, для північних частин українського лівобережжя дають перебільшені значення на площах більших за 100 кв. верств, а для південного степового району України на площах над 1000 кв. кілом.

З-поміж формул, даних для умов СРСР, формули проф. Ланге (LVIII) та інж. Карачевського-Вовка LVII) близько одбивають умови максимального збігу в північній частині українського лівобережжя.

Для південного степового району України, з площами водозборів від 100 до 1000, більшість формул не одбиває загального руху зросту величини витрати зі збільшенням площі. Вони виявляють його в надто швидкому темпі, як рівняти до зросту величини площі, тоді як саме тут слід би було чекати на чимале послаблення, в зв'язку з тим, що в цих межах площ для даного району крива найбільших витрат од злив, ступнево слабнучи в темпі піднесення, прирівнюється до кривої найбільших витрат од весняної води, а метеорологічна обстановка для останніх не сприяє великій повені.

Це чітко виявлено кривою найбільших витрат, збудованих за Кочериним, а також формулою З-Амурської залізниці (LXI), поданою зі значеннями параметру, виведеними для зливого району півдня України і мало не паралельною з Кочеринською кривою.

Маючи на увазі сказане для попередніх міркувань про розрахункові отвори гідротехнічних споруд південної України, а також для певного контролю розрахунків з похилу й живого перерізу (коли їх роблено), слід би керуватися формулою З.-Амурської залізниці.

Проте, виведені значення параметру (для півд. України) надто високі і їх треба зменшити утричі, це дає найбільші витрати на 5—10% менші ніж величини Кочерина при теоретичній формі водозбору з відношенням довжини до пересічної ширини = 2, а з відношенням = 4 — зменшення на 20—25%.

Завершуючи цим огляд формул, треба ще раз відзначити, що зроблені висновки про вжиток в українських умовах різних формул для цілей меліоративно-гідротехнічної практики дуже наближені й загальні, бо немає достатнього дослідного матеріалу для поважніших досліджень.

Взагалі, питання про вироблення надійних й разом з тим достатніх з економічних міркувань норм розрахунку гідротехнічних споруд, окрім того, що потребує організації систематичних дослідних спостережень максимального збігу, конче мусить бути проро-

¹⁾ Виняток становить тільки ф-ла Ішковського, що дає переменшене значення, а надто для півдня України, де нормальна ізогіета за рік у межах 400—350 мм.

блено колегіально в колі науково-гідрологічних та меліоративно-гідротехнічних установ, що безпосередньо в ньому зацікавлені, адже крім питання про найбільший доплив, жданий на даному перерізі не менше важливий вибір таких коефіцієнтів безпеки (бодай у вигляді можливого забезпечення нормальної роботи споруди на якоесь число літ), що відповідали б одночасно взаємно-суперечним вимогам безпечности й економічності даної споруди.

Київ, 1927.

Інж. В. Назаров.

Таблиця еквівалентів різних мір, що трапляються в тексті.

1. Міри довжини.

- 1 міліметр = 0,03937 дюйма.
- 1 метр = 0,4687 сажня = 3,2809 фут.
- 1 кілометр = 0,9374 верстви = 0,6214 уставної милі = 0,6562 англійської милі.
- 1 дюйм = 25,4 міліметрів.
- 1 фут = 0,3048 метру.
- 1 сажинь = 2,1336 метру.
- 1 верства = 1,0668 кілометру.
- 1 уставна миля = 1,6093 кілометру.
- 1 англійська миля = 1,5240 кілометру.

2. Міри поверхні.

- 1 гектар = 0,9153 десятини = 2,4711 акру.
- 1 кв. кілометр = 0,8787 кв. верстви = 0,3861 кв. милі = 247,11 акру.
- 1 акр = 0,4047 гектару = 0,004047 кв. кілометру.
- 1 десятина = 1,0925 гектару.
- 1 кв. верства = 1,138 кв. кілометру.
- 1 кв. миля = 2,59 кв. кілометру = 640 акрів.

3. Міри об'єму.

- 1 куб. метр = 0,1030 куб. саж. = 35,3166 куб. фути.
- 1 куб. фут = 0,0283 куб. метру.
- 1 куб. саж. = 9,7123 куб. метру.

4. Міри опадів і збігу.

а) Кількості.

$$\begin{aligned}
 & 1 \frac{\text{куб. метр.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 кв. кілометр}} = 10 \frac{\text{літр.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 гектар}} = 0,0905 \frac{\text{куб. саж.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 кв. верству}} = 0,143 \frac{\text{куб. фут.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 акр}} = \\
 & = 91,47 \frac{\text{куб. фут.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 кв. милю}} \dots \dots \dots \frac{\text{—випалої}}{\text{збіглої}} \text{ води.} \\
 & 1 \frac{\text{куб. саж.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 кв. верст.}} = 8,535 \frac{\text{куб. метр.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 кв. кілометр}} \dots \dots \dots \text{ " " } \\
 & 1 \frac{\text{куб. фут.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 акр}} = 6,988 \frac{\text{куб. метр.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 кв. кілометр}} \dots \dots \dots \text{ " " } \\
 & 1 \frac{\text{куб. фут.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ 1 кв. милю}} = 0,01093 \frac{\text{куб. метр.}}{\frac{\text{на}}{3} \text{ кв. кілометр}} \dots \dots \dots \text{ " }
 \end{aligned}$$

б) Інтенсивности.

Інтенсивність (опадів, збігу):

$$\begin{aligned}
 1 \text{ м/м. за } 1 \text{ хв.} &= 2,3622 \text{ дюйму за годину} = 2,3622 \frac{\text{куб. фут.}}{\text{секунду}} \text{ на } 1 \text{ акр} = \\
 &= 15118,08 \frac{\text{куб. фут.}}{\text{секунду}} \text{ на } 1 \text{ кв. милю} = 16,667 \frac{\text{куб. метр.}}{\text{секунду}} \text{ на } 1 \text{ кв. кілометр} = \\
 &= 1,953 \frac{\text{куб. саж.}}{\text{секунду}} \text{ на } 1 \text{ кв. верству.}
 \end{aligned}$$

$$1 \text{ дюйм за годину} \left\{ \begin{aligned} &= 0,4233 \text{ м/м. за } 1 \text{ хв.} = 7,055 \frac{\text{куб. метр.}}{1 \text{ сек.}} \text{ на } 1 \text{ кв. кілом.} \\ &= 1 \frac{\text{куб. фут.}}{\text{сек.}} \text{ на } 1 \text{ акр} = 640 \frac{\text{куб. фут.}}{\text{сек.}} \text{ на } 1 \text{ кв. милю.} \end{aligned} \right.$$

$$1 \frac{\text{куб. метр.}}{\text{секунду}} \text{ на } 1 \text{ кв. кілом.} = 0,06 \text{ м/м. за } 1 \text{ хвилину.}$$



Показник литературы.

- 1) Проф. Е. В. Близняк, „К вопросу о пересмотре формул для определения норм стока ливневых вод“.
„Нормы притока ливневых вод к искусственным сооружениям“. Труды Н. Т. К. НКПС. вып. 26. М. 1926 г.
- 2) Инж. Д. И. Кочерин. „Модули максимального стока в разных районах Европейской части СССР“, там-же.
- 3) Инж. Н. Е. Долгов. „О нормах Кестлина и несоответствии этих норм результатам наблюдений над ливнями на Екатерининской ж. д.“, вып. III. Екатеринослав. 1915 г.
- 4) A. Meyer. The Elements of Hydrology. N. J. 1917.
- 5) Проф. В. Ф. Иванов. „Канализация населенных мест“. Киев. 1911 г.
- 6) Frühling. „Anlagen zur Abführung der Brauch- und Regenwässer“. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 3. Teil, IV. B.
- 7) H. R. Kempe and W. Hamelford Smith. The engineer's year book for 1925 London. 1925.
- 8) D. W. Mead. „Hydrology“. N. J. 1919.
- 9) Parker. „The control of water“. London. 1913.
- 10) Folwell A. Prescott. „Suerage“. N. J. 1903.
- 11) Weyrauch. „Hydrolisches Rechnen“. 1912.
- 12) Hütte. „Справочник для инженеров“. В. 1921.
- 13) Тарловский Г. „Нормы стока для расчета прудовых водосливов“.
2-й съезд инж. гидротехников С.-Петербурга. 1913 г.
- 14) Hubert Engels. „Handbuch des Wasserbaues“. I. B. Leipzig. 1923.
- 15) Specht. „Berechnung der grössten sekundlichen Hochwassermengen Anlaufzeit der Flutwelle“. Deutsche Bauzeitung. 1905. XXXIX.
- 16) Baker. „A treatise on masonry construction“. N. J. 1910.
- 17) Инж. Н. Е. Долгов. „О нормах Кестлина и несоответствии этих норм результатам наблюдений над ливнями на Екатерининск. ж. д.“, вып. I. Екатеринослав. 1908 г.
- 18) Проф. Г. Д. Дубелир. „О нормах стока ливневых вод“. Нормы притока ливневых вод к искусственным сооружениям. Труды НТК. НКПС. вып. 26. М. 1926 г.
- 19) Проф. Ф. Г. Зброжек. „Сток атмосферных осадков“. Ж. М. П. С. 1901 г. №№ 8, 9.
- 20) Проф. Ф. Г. Зброжек. „Определение притока воды к данному сечению тальвега по выпавшим в его бассейне атмосферным осадкам“.
- 21) Инж. Карачевский-Волк. „Пояснительная записка к определению отверстий водопропускных сооружений при небольших площадях бассейнов“. Перев. Гор. уч. Сиб. ж. д. 1912 г.
- 22) Проф. Ю. В. Ланге. „Инструкция для гидротехнических изысканий“. Полтава. 1914 г.
- 23) „Определение отверстий искусственных сооружений“ — пояснительная записка Зап.-Амурской ж. д. 1911 г.
- 24) Проф. Г. Д. Дубелир. „Определение отверстий малых мостов“. Петроград. 1917 г.
- 25) Инж. Н. Л. Бернацкий. „Искусственные сооружения малого отверстия“. М. 1922 г.
- 26) Проф. Л. Николаи. „Доклад инженерному совету МПС, по вопросу о несоответствии существующих правил расчета водоотводных сооружений действительным условиям притока весенних и ливневых вод“. 1907 г.
- 27) Инж. А. С. Таненбаум. „Исправление норм Кестлина“. Петроград. 1917 г.
- 28) Инж. Бушман. „Сток дождевых вод в сухих оврагах“. Изв. Собр. Инж. Пут. Сообщ. 1902 г. № 10 и 1903 № 5.
- 29) Инж. Карачевский-Волк. „Наибольший расход воды от ливней в суходолах, ручьях и реках“.

„Нормы притока ливневых вод к искусственным сооружениям“. Труды НКПС, вып. 26. М. 1926 г.

30. Инж. Б. А. Рипнас. „Формула стока ливневых вод с малых бассейнов“. Изв. Собран. Инж. П. С. 1917 г. № 10.

31) Инж. М. М. Протоdjяконов „Расчет стока ливневых вод к отверстиям искусственных сооружений“. Техника и Экономика Путей Сообщ. т. I, № 12. 1923 г.

32) И. И. Касаткин. „О нормах притока ливневой воды к искусственным сооружениям малых отверстий“. Труды Госуд. И-та Сельск.-Хоз. Мелиорации. Москва. 1925 г.

33) Проф. Р. П. Спарро. „Мелиоративные изыскания“. М. 1924 г.

34) „Правила определения расхода воды для расчета отверстий малых искусственных сооружений. (Проект). Стеклограф. изд. НКПС.

35) Акад. В. И. Срезневский. „Видения и збереження зливової води“. Інформ. Бюлетень Укрмету т. II ч. 4—6. 1923 р.

36) Инж. Н. Е. Долгов „Расчет на ливневые воды отверстий водопропускных сооружений“. Екатеринбург. 1918 г.

37. Проф. Е. В. Оппоков „Водозборная площадь“. Техническая Энциклопедия Т-ва Просвещения; т. II, стр. 412—415 (Указатель литературы).

38. Его же. „Определение величины отверстий в искусственных сооружениях“. Там же. т. 7, стр. 238—241 (Указатель литературы).

39. Э. Ю. Берг. „Данные о наиболее выдающихся ливневых дождях по продолжительности за десятилетие 1903—1912 гг. на территории б. Европейской России“. Ленинград. 1924 г.

40. Инж. П. Ф. Горбачев. „О связи между продолжительностью, интенсивностью и периодичностью осадков“. Протокол засед. О-ва Естествоиспытателей. Донском Унив 1919 г. вып. I.

41) Его же. „О расчете стока дождевых вод“. 12-ый Всероссийский водостроительный и санитарно-технический съезд в Москве. Ленинград. 1925 г.

42) Инж. Я. Т. Ненько. „О расчетной пропускной способности водосборных приспособлений при плотинах“. Вестник Иригации, № 11. 1925 г.

43) Его же. „Опыт рационализации проектирования водохранилищ“. Труды Сев. Кавк. Ассоциации Научно-Исследоват. Институтов, № 11. Ростов на Дону. 1925 г.