

渠道內水流的 挾沙能力和許可流速

E. A. 薩馬林教授著

財政經濟出版社

渠道內水流的挾沙能力和許可流速

榮譽科學技術家，技術科學博士

E. A. 薩馬林教授著

李昌華 曹今予 合譯

中央水利部 專家工作室 校
編譯室

財政經濟出版社

內 容 提 要

本書的內容，有各渠道內水流挾沙能力多次實測資料的分析結果；現有各公式的評論以及著者所提出的確定各渠道內水流挾沙能力和許可流速的新的公式。可作為水利工程技術人員在設計和管理渠道時的參考材料。

分類：水利氣象

編號：0353

渠道內水流的挾沙能力和許可流速

定價(8) 三角九分

譯 者：李 昌 華 曹 今 予

校 者：中央水利部 專家工作室
編 譯 室

原 書 名 Транспортирующая способность и допускаемые скорости течения в каналах

原 作 者 Е. А. Замарин

原出版處 Гостройиздат

原出版年份 1951年

出版者：財 政 經 濟 出 版 社
北 京 西 總 布 胡 同 七 號

印 刷 者：東 南 印 書 館
上 海 新 開 路 五 六 六 弄 二 四 號

總 經 售：新 華 書 店

55.6, 京型, 48頁, 58千字; 787×1092, 1/32開, 3 印張

1955年6月第一版上海第一次印刷

印數(總)1—2,000

(上海市書刊出版業營業許可證出零零八號)

目 錄

引言	5
第一章 水流的挾沙能力	7
1. 水流的不淤流速	7
2. 不淤流速的公式	11
3. 實地勘測的條件	18
4. 挾沙能力的研究	23
5. 按經驗公式算出的含沙量與實測含沙量的 比較	41
6. 齊姆巴依斯克區渠道的勘測	46
7. 南高加索區泥沙運動的實地勘測	48
8. 庫班河的勘測	56
9. 阿姆河沉沙池的勘測	57
10. 外國的研究	64
11. B. H. 岡察洛夫教授的提案	70
12. 結論	75
第二章 許可流速	80
1. 許可流速的研究	80
2. 許可流速的實地研究	83
3. 黃土性土壤的許可流速	84
4. 非黏性土壤的許可流速	88
5. 許可流速的數值	90
參考文獻	91

引 言

根據約·維·斯大林同志的提議，蘇聯部長會議通過了一個有歷史意義的決議——決定建設下列各項偉大的水利工程：古比雪夫水電站，斯大林格勒水電站和幹渠，自阿姆河至克拉斯諾沃德斯科的土庫曼大運河，卡霍夫卡水電站，伏爾加-頓河通航運河，南烏克蘭運河和北克里木運河等。

在偉大的斯大林改造大自然計劃（俄羅斯蘇維埃聯邦社會主義共和國的中央黑土區域，烏克蘭，北高加索以及南高加索等地大自然的改造）相繼實施的同時，這些偉大的共產主義建設工程，使伏爾加-鹹海-裏海流域的沙漠和半沙漠地帶的氣候，開始了根本的改變。

爲了實現水利工程建設的偉大計劃，必須建造幾千公里的運河，一萬多公里每秒流量數十立方米的大渠道和幾萬公里的中小型渠道。

偉大共產主義建設的大運河，將供水運、灌溉、引水（обводнение）、給水、水電和養魚之用；中小型渠道也具有同樣的功用，但水運只能在個別情況下實現。

在渠道中，既不應有造成危害的冲刷流速，亦不應有能造成渠道淤積的流速。

在進行渠道建設時，爲了力求經濟起見，必須充分地利用當地土壤的許可流速和水流的挾沙能力，以便能將肥沃淤泥的懸移顆粒輸送到灌溉田地裏去。

在流速上，即或有一個厘米/秒未予充分利用，在渠道建設上就會造成幾百萬立方米土工的浪費。

不淤渠道的設計，在國民經濟上是有其重大意義的：如果這個問題得不到適當的解決，就會把人民資金大量的耗費在清除渠道淤積工作上；尤其是對於具有多目標性質的渠道，更會造成管理上的困難。

第一章 水流的挾沙能力

1. 水流的不淤流速

所謂不淤流速，就是水流的最小平均流速；在這樣流速下，水中所含有的懸移質泥沙尚不致自水流中下沉。這種流速又常稱為臨界流速，但究竟不甚恰當，因在水力學中，“臨界”一詞，是與一定的水流狀況有關的術語（更確切地說，是關於緩流、急流狀態的界限）。

把不淤流速列入定量等速運動條件之內的想法，是未免存有某些假定成分的；因為實際上渠道內的水流在多數情況下均處於變速狀態，而且常常是處於變量運動狀態的。

顯然的，“臨界”流速的概念，是對於渠道內水流運動的某種平均狀況而言的；縱然我們所能知道的僅是在這些平均狀況之下的臨界流速的數值，但是對於正確地設計渠道泥沙運動情況，亦即對於泥沙運動的控制，仍然創立了可能性。

在計算中，按水流挾沙能力——即按其搬運懸移質泥沙的能力來設計泥沙運動的情況，是非常便利的。

水中懸移質泥沙的分佈情況、數量、同等粒徑泥沙所佔的百分比以及礦物成分等，不僅各個河流各不相同，即在同一河流的各個區段間也是各不相同的。

但是從含沙量在河水深度上的分佈情況中，可以大體上看出一些特點：細沙（顆粒平均直徑為 0.03—0.05 毫米）沿

着水流的全深，分佈得十分勻稱，即在水面、中層、底層中所取相同體積的水樣內，都有相同數量的細沙。

中型顆粒的懸移質泥沙(由 0.03 — 0.15 毫米至 0.15 — 0.20 毫米)，大部分均在河底移動，小部分則在水面；最粗沙則基本上是在底層移動，只有在山麓段的河流中，才可能在水流上層移動。在河流的山區段中，水的流動，或以連續滾跌的方式運動，或以湍流的方式運動，因之砂礫——甚至小石——都可能在水流的各種深度上移動。

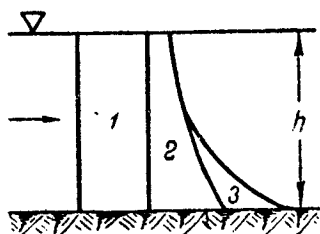


圖 1. 懸移質泥沙的垂直分佈情況

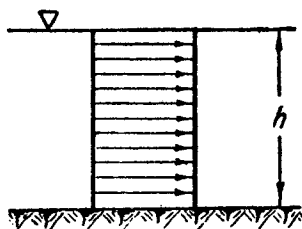


圖 2.

圖(1)係懸移質泥沙沿河水深度的分佈的概況：1——細沙，2——中沙，3——粗沙。

泥沙比重為 2.5 — 2.7，是遠大於水的比重的。那麼泥沙能在水中懸移的這一事實，怎樣才能解釋得通呢？它們為什麼不下沉到底？試在水力學中求解答，則一般的公式並沒有解決這個問題。水力學中大抵以平均數值——例如以平均流速——來說明水流的運動狀況，即假定沿全部水深各點的流速都是相等的（圖 2）。

但實際流速的值，在水深不同各點上是各不相同的（圖 3）。河底對水流的牽制作用，使得河底鄰近的水層流速減小，這種現象在緊接河底的水層，尤其明顯。

圖(3)的流速分佈圖(順水流方向),表明在不同點上的流速數值,但尚不足以說明泥沙在河流內懸移的原因。

泥沙懸移的原因,在於水的不停地攪動。

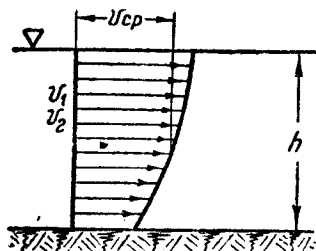


圖 3.

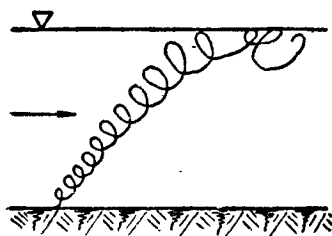


圖 4.

設在水流中取兩相隣薄層水流(圖3),其平均流速各不相同,其上層(第一層)流速 v_1 較下層(第二層)流速 v_2 為大,即 $v_1 > v_2$ 。由於流速的不同,因而產生了橫軸式的漩渦。這種連續不斷的漩渦,與水流的向前運動相互作用,就相當平靜地把水攪動起來。在過水斷面上發生的環流,促進了水流的攪動。這種環流是在“克里沃里”力的影響下發展着的,特別是在彎曲河段上離心力的影響下尤為強烈。

其次,在河底上牽制水流運動的力量非常強大。河底上具有少數大的和多數小的高低不平的河床突起物,因而產生了許多被水流的前進運動和上述的漩渦(按即橫軸式的漩渦——譯註)所托住的局部漩渦,這種局部漩渦的運動甚為強烈。

底部渦流,自河底帶起了河底及靠近河底的泥沙向上運動,在上升時,把越來越多的水捲到旋轉運動中去,以致失去了它原有的水勢;等到渦流上升到水面以後,馬上折回,然後在低速度之下相當平靜地碎裂為許多小流速。但是被底部渦流帶起的泥沙,並不是都能上升到水面的。當渦流的上升力

減小時，顆粒大的泥沙便脫離渦流而開始下降，其中，顆粒頂大的則沉到河底；其餘的泥沙則被相鄰的渦流重新帶起：如此浮沉交替，便形成了所謂臨底泥沙層。中型顆粒和小型顆粒的泥沙被帶到水面以後，開始向河底下降，但又和其他底部渦流相遇，因而停滯在水中，彷彿被底部渦流托住而懸掛起來的一樣。

、水流中能懸浮一定數量的泥沙，這些泥沙在水中處於活動的平衡狀態，而形成所謂懸移質泥沙。假設在這樣的水流中再增加一些泥沙，則這一部分泥沙便不能再被水流所挾帶，一定會沉到河底。

如果在這樣平衡的水流內，把流速略微加大，則它挾帶泥沙的能力即可增加，換言之，即能增加其挾沙能力。

底部渦流攪動泥沙的強烈程度，隨着平均流速 v 的增大而增大，如果達到相當大的程度時，就開始沖刷土壤。爲了不使河床遭受沖刷，必須根據河床土質及渠道水深來限止底層水流的流速值。

挾帶懸移質泥沙的水流情況，可分爲四種：

1. 水流內懸移質泥沙的含量，相當於水流本身的挾沙能力，渠道不致淤積。

2. 水流中懸移質泥沙的含量，已達到飽和狀態，懸移質泥沙數量超過了水流的挾沙能力，則泥沙下沉，淤塞渠道。

3. 水流所挾帶的泥沙量未達到它的挾沙能力所能挾帶的數量；這種情況，在水流進入渠道之前（例如在沉沙池中），先丟下了部分泥沙時，可能發生；在這種情況下，渠道不會遭受沖刷（渠床有護底）。

4. 水流內懸移質泥沙的含量小於水流所能挾帶的泥沙數

量，渠床遭受冲刷。

2. 不淤流速的公式

英美水工學上的公式

在國外當設計不淤渠道時，人們對臨界流速的計算，採用肯尼第 (Kennedy) 公式：

$$v = 0.548 h^{0.64}$$

或採用拉塞 (Lacey) 公式：

$$v = 0.646 \sqrt{R}$$

這些公式，都是從印度巴利·獨勃灌溉系統渠道的實測資料中得來的。但這些實測資料，是既原始又不完全；因為這些資料，對懸移質泥沙的數量和成分均未研究，也就是說，對於進行觀測所要研究的東西，恰恰未予研究。

肯尼第-拉塞公式雖在合理的思維中和多次實際試驗中，都不能證明其準確性，甚且一致公認為完全不適用；但在計算不淤渠道時，我們仍然採用它。事實上肯尼第公式 $v = ah^n$ 或拉塞公式 $v = cR^m$ 都企圖規定所謂臨界流速 v ，在這種流速下渠道尚不至發生淤積。但這些公式，恰好沒有包括他們所要考慮的那個因素，具體的說，就是懸移質泥沙的因素。在這些公式裏，對懸移質泥沙的數量和質量（顆粒）毫未計及，並且也未表示出渠道的表面情況（糙率）。

因此，為這個或那個個別渠道所獨具的這類公式竟如此之多，是不足怪了；而所建議採用的參變數： a （自 0.33 至 0.80）、 n （自 0.47 至 1.14）、 c （由 0.40 至 0.65）及 m （自 0.50 至 0.71）等值，其相差竟如此之大，也是不足怪的了。顯然的，這些參變數所以出入很大，都是由盲目計算造成的，因為在公

式中忽略了懸移質泥沙數量、顆率和河床粗糙率等非常重要的因素。

這些公式之所以不適用，還有另一重要原因。任何從實際試驗中得來的公式，都應當向前看，應該預見到水流的未來情況（設計的情況）；也就是說，應當以必要的知識授與工程師，使他們能夠有把握地、有根據地、合理地設計建築物，並使他們能夠運用這些建築物。但肯尼第-拉塞公式却是向後看的，因為這些公式都是從業經造成的渠道的試驗中獲得的；他們根據了這些試驗，就確定了 a 、 n 、 c 、 m 各參變數應當採取多大的值。依照肯尼第-拉塞式的所謂不淤公式設計出來的渠道，從使用的經驗證明，都給人以失望的結果：除去很少的特殊情況以外，都普遍的發生嚴重淤積。

依據既成渠道的試驗所選定的 a 、 c 、 n 、 m 參變數值來修正肯尼第-拉塞等這一類型公式的這一企圖，由於它是本末倒置的，因而就永遠也不能達到目的。其所以如此，很顯然地是因為把參變數看作靜量，但實際則是動量。把參變數當作靜量看待，乃是以形而上學的觀點來解決不淤渠道問題所產生的結果。

建築在沙土、沙壤土、黃土和壤土性的土壤上的灌溉渠道，其平均粗糙係數為 $0.020—0.025$ ，所挾帶的懸移質泥沙，其平均直徑不大：在花拉子模 ≤ 0.05 毫米，在基洛夫斯克灌溉系統（飢餓草原，塞爾河） ≤ 0.1 毫米，大斐爾根運河（喀拉河）近 0.1 毫米，在阿拉克斯為 $0.10—0.15$ 毫米，在乞爾乞克為 $0.15—0.20$ 毫米。

推移質泥沙粒徑之大，遠超過懸移質泥沙。懸移質泥沙粒徑雖小，但其數量及顆粒組成很不同；因此在渠道設計時對渠

道之挾沙能力不能不予考慮。

在這方面，肯尼第-拉塞公式即或在 a 、 n 、 c 、 m 等參變數的平均數值之下，也絲毫不能反映出渠道內的水力情況和泥沙情況；這些公式，以及他們的無數的“修正”，都只是一種華而不實的蔓生性（按即沒有獨立性的——譯註）的經驗主義的明顯例子而已。A. A. 契爾卡索夫（A. A. Черкасов）教授在其“關於灌溉渠道的淤積”[2]的著作中已很恰當地指出了這些公式是毫無根據的。

蘇聯水工學上的公式

蘇聯水工學在原則上是沿着另一條途徑前進的：即並不是沿着修正不適用公式的這條道路前進，而是沿着確定懸移質泥沙數量、顆粒、流速、渠道水深及渠床糙率之間的相互關係的這條道路前進的。

塔什干的中亞細亞水利試驗研究所（現中亞細亞灌溉科學研究所，簡稱為 СНИИРИ），即本此目的對灌溉渠道的泥沙和水力情況，進行了廣泛的實測，以期確定水流中各水力因素與懸移質泥沙數量及顆粒之間的關係。

繼而，南高加索水利科學研究所（梯比里斯）在穆岡灌溉系統中也進行了同樣的研究。

瞭解了這些關係，才有可能設計渠道內懸移質泥沙的預期的情況，從而才有可能正確的運用渠道和其他水工建築。

例如，我們假定自阿姆河上的未來的塔赫亞·塔什壩旁引水，設引水量為 350 立方米/秒，其含沙量為 5 千克/立方米，並需要把水澄清到配水渠不致淤塞的程度。依據不淤渠道的過水情況的經驗來判斷，灌溉渠中水的含沙量應該在 1.6—1.8 千克/立方米左右，因此，就需要用沉沙池在每二十四小時

內沉積下 71,000 立方厘米左右的懸移質泥沙。

沉沙池的沉沙情況、渠道中泥沙情況和水力情況等的設計，只有在精通水流挾沙能力及其與水流的水力因素之間的關係的基礎上，才有可能進行。如果僅指出“臨界”流速的大小（如在肯尼第-拉塞型公式中所得的）而不談到懸移質泥沙數量及其顆粒的範圍，則對渠道的設計和運用，將一無所獲。

B. B. 波斯拉夫斯基 (B. B. Пославский) 公式 波斯拉夫斯基教授整理中亞細亞水利試驗研究所(簡稱爲 САОИИВХ) (塔什干) 野外實測資料的結果，提出了以下關於水流挾沙能力的公式(1)：

$$\rho = ARi, \quad (1)$$

式中 ρ ——水流挾沙能力 千克/立方厘米；

i ——水面坡度；

R ——等速運動時的水力半徑，單位爲米；

A ——係數，由 17,000 變至 24,000，就第二數值講，渠道還有淤積的可能性。

在 $A=17,000$ ，以及粗糙係數 $n=0.0225$ 時，公式(1)可寫如下式：

$$\rho = 8.6 \frac{v^2}{R^{2/3}} \approx 8.6 \frac{v^2}{R^{1/3}}; \quad (2)$$

$$v = 0.34 \sqrt{\rho R^{2/3}} \approx 0.34 \sqrt{\rho R^{1/3}}, \quad (3)$$

依據 Н. Н. 巴甫洛夫斯基 (Н. Н. Павловский) 院士意見

$$y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0.10). \quad (4)$$

Г. С. 契庫拉也夫 (Г. С. Чекулаев) 公式 Г. С. 契庫拉也夫工程師在同一處 (中亞細亞水利試驗研究所的) 野外

調查資料的基礎上，增添了在飢餓草原地區（塞爾河中游左岸）所得的研究材料，對水流挾沙能力提出了如下的公式[3]：

$$\rho = B\sqrt{Riv}, \quad (5)$$

式中 B ——係數，由 400（主要是對飢餓草原上的渠道）到 450（主要是對花拉子模渠道），其他符號如前述。

在 $B = 450$ 及 $n = 0.0225$ 時，公式可變成下列形式：

$$v = 0.47\sqrt[3]{\rho^2 R^{2y}} \approx 0.47\sqrt[3]{\rho^2 R^{1/3}}. \quad (6)$$

上面提出的兩種公式，對水流挾沙能力問題的研究，已經向前邁進了一大步。其優點為對懸移質泥沙數量、流速、水面坡度、水力半徑及渠床糙率間的關係作出了確定，但還未計及泥沙的顆粒成分。

Г. О. 霍爾斯脫 (Г. О. Хорст) 公式 Г. О. 霍爾斯脫工程師除了考慮到了所有上述公式中各水力因素以外，還加入了對懸移質泥沙平均沉速 ω 的計算，他對花拉子模渠道的挾沙能力，提出下列公式 [3]：

$$\omega \rho \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} = 2,500 Riv, \quad (7)$$

式中 γ_1 和 γ ——泥沙和水的比重；

ω ——泥沙的加權平均沉速，單位為厘米/秒；其他符號如前。

在 $\gamma_1 = 2.67$ ； $\gamma = 1.0$ 和 $n = 0.0225$ 時，則公式如下：

$$\rho = 4,000 \frac{Riv}{\omega}; \quad (8)$$

$$v = 0.79\sqrt[3]{\omega \rho R^{2y}} \approx 0.79\sqrt[3]{\omega \rho R^{1/3}}. \quad (9)$$

А. А. 契爾卡索夫 (А. А. Черкасов) 公式 А. А. 契

爾卡索夫教授根據對中亞細亞水利試驗研究所、南高加索水利科學研究所、五條美洲渠道及一些其他外國渠道的資料(零星而不完全)整理的結果,提出下列臨界(不淤)流速公式:

$$v = 0.64 K_1 K_2 \sqrt{R}, \quad (10)$$

式中 K_1 ——係數,隨 Ri 值而變,其關係並不是用明顯的關係式來表示,而是用表格的形式來表示;

K_2 ——係數,隨乘積 $\omega \rho \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \approx 0.62 \omega \rho$ 而變,也是用表格來表達而不用明顯的關係式。其餘符號如前。

根據野外實測, K_1 數值的變化範圍,大抵由 0.98 至 1.03, 故其值可取為 1, 而無損於精度; K_2 值的變化範圍,根據觀測結果,為由 0.83 至 1.01, 平均數值約為 0.92。

A. Г. 哈洽特良 (A. Г. Хачатрян) 公式 科學技術碩士 A. Г. 哈洽特良根據中亞細亞野外調查及其對阿姆河沉沙池和渠道的研究,提出了下列水流挾沙能力公式:

$$\rho = 0.69 \frac{v^{3/2}}{\sqrt[3]{R\omega}} \quad (11)$$

一切符號如前,但 ω 按米/秒計。

對阿姆河中游區沉沙池以下的渠道,哈洽特良認為可採用 $\omega = 0.00185$ 米/秒,如此則:

$$\rho v = 5.62 \frac{v^{3/2}}{R^{1/3}}. \quad (12)$$

Г. Н. 羅葉爾 (Г. Н. Роев) 公式 Г. Н. 羅葉爾對矩形斷面的水槽提出了下列無壓水流的不淤流速公式 [17]:

$$v = 11.2 \left(\frac{m+2}{m} \right)^{0.326} R^{0.473} [(\gamma_n - 1)\omega]^{0.326} \frac{\gamma_n}{\Delta^{0.17}} \text{米/秒}, \quad (13)$$