

SHUIGONG SHEJI JISUAN
WENXUAN

水工设计计算文选

茹建辉 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

水工设计计算文选

茹建辉 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

本书是从作者参加工作以来撰写的近 40 篇涉及水工设计和计算的论文中选出的、对目前和今后仍有一定参考价值的 20 篇,经综合整理而成。内容为水利水电工程设计的常遇问题,包括工程水力学中的矮堰过流能力计算、河道水位流量特性与计算、消能设计与计算、消力池设计基本原则、风速的合理统计分析方法、渗流分析研究应注意的问题、建筑物稳定安全系数的合理选用、地基沉降变形的合理计算方法、厂房机墩振动的合理模型及共振频带的应用和几种常遇结构的计算方法等。书中的最后一篇是对实现水利现代化问题的探讨。

本书可供从事设计和技术管理的工程技术人员参考,同时亦可供大专院校师生和规范修编工作者参考。

图书在版编目(CIP)数据

水工设计计算文选 / 茹建辉著. — 北京: 中国水利水电出版社, 2016.5
ISBN 978-7-5170-4374-4

I. ①水… II. ①茹… III. ①水利水电工程—工程设计—文集 IV. ①TV222-53

中国版本图书馆CIP数据核字(2016)第117352号

书 名	水工设计计算文选
作 者	茹建辉 著
出版发行	中国水利水电出版社 (北京市海淀区玉渊潭南路1号D座 100038) 网址: www.waterpub.com.cn E-mail: sales@waterpub.com.cn 电话: (010) 68367658 (发行部)
经 售	北京科水图书销售中心(零售) 电话: (010) 88383994、63202643、68545874 全国各地新华书店和相关出版物销售网点
排 版	中国水利水电出版社微机排版中心
印 刷	三河市鑫金马印装有限公司
规 格	170mm×240mm 16开本 15.5印张 296千字
版 次	2016年5月第1版 2016年5月第1次印刷
印 数	0001—1200册
定 价	45.00元

凡购买我社图书,如有缺页、倒页、脱页的,本社发行部负责调换

版权所有·侵权必究

本人长期从事水利水电工程设计和技术管理工作，在此期间曾对遇到的一些技术难题进行过分析和思考并结合工程实际效果撰写成文，现从中选出对今后可能仍有一定参考作用的20篇编纂成小册子。这些文章均已公开发表过，部分在退休后经重新综合和补充修改。

水利水电工程设计牵涉的专业较广，气象、水文、地质、固体和流体力学等无一不包含于其中。由于有些工程设计理论目前仍以试验和一定的假设为基础，很多工程构件形状又远较常规土木工程复杂和不规则，自20世纪以来，尽管水利水电工程技术有了飞速的发展，教科书出了一批又一批，专业设计手册出了一版又一版，各种设计规范修编了一次又一次，但有一些需进一步探讨的问题几乎是原封不动地一代一代传下来，并未引起重视，有些还是关乎工程安危的原则问题。本书绝大部分文章涉及的都是对合理的设计计算方法的讨论，希望通过所提出的分析意见和改进建议，引起大家对这些在设计规范和设计手册、教科书中存在的表达不够清楚、意义不够明晰、容易引起误解或使用不当的、经常出现在设计工作中的问题的注意，通过讨论和相互沟通，使水利水电工程的设计计算方法更贴近实际，向新的水平迈进一步。最后一篇是基于多年分管广东省水利科技工作提出的对水利现代化内涵的理解和实施建议。

本人一直从事具体工作，对水利水电工程设计计算技术没有系统和深入的研究，只能遇事论事。受水平所限，错漏之处在所难免，敬请读者批评指正。

茹建辉

2015年10月1日

前言

矮堰及其淹没出流过流能力计算 (工程水力学基本问题之一)	1
河道水位流量关系曲线和水面线的设计计算 (工程水力学基本问题之二)	8
中小型水工建筑物下游消能设计 (工程水力学基本问题之三)	22
复式断面河道过水能力计算的修正垂直分割法	52
水闸底流消能设计的若干问题	61
对水利工程风速统计方法问题的商榷	77
对防洪墙稳定安全系数选择问题的商榷	85
对水工地基沉降计算方法问题的商榷	98
关于土质堤坝护坡和堤顶净空设计的几个问题	107
某堤段堤后频发管涌原因探测和分析	125
对堤坝工程渗流分析研究几个问题的建议	147
对堤基无害管涌试验研究几个问题的讨论	160
开圆孔发电机层楼板抗扭刚度计算	168
柱形机墩垂直振动计算	173
圆筒形机墩扭转振动计算	184
对水电站厂房机墩动力计算几个问题的商榷	197
高次集体分配法及其在结构分析中的应用	206
大型弧形闸门边纵梁与水平次梁变形协调计算	213
大型沉井不均匀支承的变形和内力近似计算	222
对水利现代化的思考和建议	233

矮堰及其淹没出流过流能力计算

(工程水力学基本问题之一)

摘要

本文指出了矮堰过流能力的特点,分析了各计算参数的来由及合理取值的方法,指出了现行矮堰过流能力计算中易出现误解和概念模糊的一些水力学问题,并提出使用的具体意见。

矮堰常用于水库溢洪道和拦河闸坝,是常见的水工结构物之一。目前其过流能力计算应用最广的是堰流公式:

$$Q = m\epsilon\sigma b \sqrt{2g} H_0^{1.5} \quad (1)$$

式中: m 为与堰型有关的流量系数; ϵ 为侧向收缩系数,与过流的水力条件和过流边界约束条件有关; σ 为淹没系数,与堰顶淹没深度有关,自由出流时 $\sigma=1$; b 为孔口过水宽度, m; H_0 为从堰顶起算的过流水头, m。

一些设计规范(如《溢洪道设计规范》《水闸设计规范》等)、水力学计算手册和教科书列举了大量 σ 、 ϵ 和 m 的计算方法和取值资料。但它们往往是单独地列举这些参数的参考值,没有介绍这些物理量之间的相互关系,致使用者在取值和计算时容易背离实际。

1 矮堰的流量系数

为方便起见,先讨论如图 1 所示的宽顶堰^[1]。假定为无淹没的平面问题,由堰前 0-0 断面和 1-1 收缩断面的能量方程得

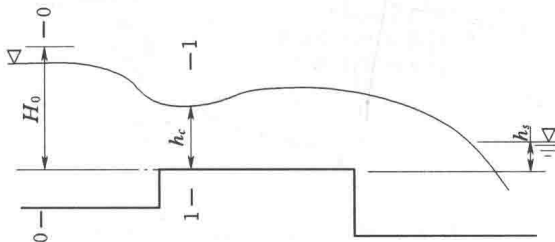


图 1 宽顶堰过流能力计算图

$$H_0 = h_c(1 \pm \eta) + \frac{\alpha v_c^2}{2g} + \sum \zeta \frac{v_c^2}{2g} = \beta h_c + \frac{Q^2}{2gh_c^2 b^2 \varphi^2} \quad (2)$$

式中： η 为收缩断面测压管水头与水深的差值。

令 $\beta = (1 \pm \eta)$, $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \zeta}}$, 得

$$Q = \varphi b h_c \sqrt{2g(H_0 - \beta h_c)} \quad (3)$$

或

$$Q = \varphi b \frac{h_c}{H_0} \sqrt{\left(1 - \beta \frac{h_c}{H_0}\right)} \sqrt{2gH_0^{1.5}} \quad (3a)$$

即流量系数

$$m = \varphi b \frac{h_c}{H_0} \sqrt{\left(1 - \beta \frac{h_c}{H_0}\right)} \quad (4)$$

可得在无淹没和无侧向约束作用下宽顶堰过流能力的计算式：

$$Q = mb \sqrt{2gH_0^{1.5}} \quad (5)$$

若再考虑有侧向收缩和下游淹没的影响，式 (5) 就变成式 (1)。对于其他曲线型堰，亦可用相同方法导出形式与式 (4) 相同的流量系数表达式。由式 (4) 可见，堰的流量系数不仅与过堰的水头损失 (φ 值) 有关，与导致堰顶出现垂直方向收缩及压力产生变化的堰边界轮廓的形状也密切相关。高堰固然如此，矮堰亦不例外。图 2 为某些矮堰的流量系数与堰前相对水头 H_0/P 关系的试验成果^[2]。由图 2 可见，当堰前相对水头 H_0/P 较小时，堰长变得相对较大，所起制约作用较小，流量系数 m 会接近于宽顶堰之值；当堰前相对水头 H_0/P 较大时，堰型对流线的屈曲作用亦已变得不明显，流量系数 m 亦趋

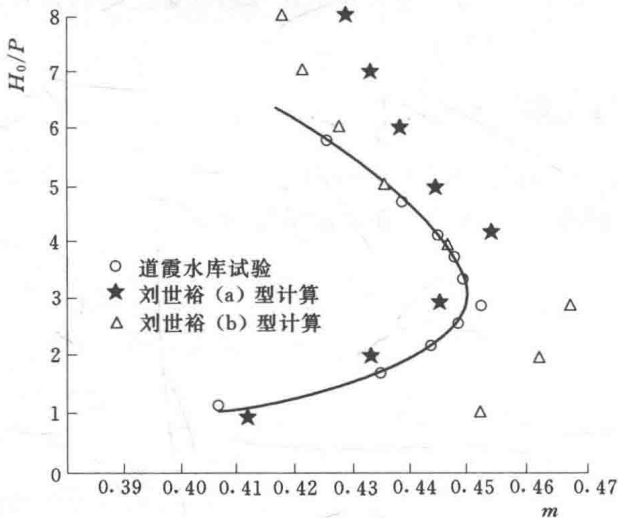


图 2 几种矮堰的 m 与 H_0/P 关系

近于纵向轮廓接近的宽顶堰之值。一般来说, 当 $H_0/P \approx 3.0$ 时 m 达最大值。

2 侧向收缩系数 ϵ

侧向收缩系数的定义是: 当水流流经建筑物时, 其最边缘流线间距的最小值 b_s 与过流净宽 b 之比值, 如图 3 所示。有关侧向收缩系数计算的资料甚多, 如《溢洪道设计规范》(SL 253—2000) 之式 (A. 2.1-2) 为

$$\epsilon = 1 - 0.2[\zeta_k + (n-1)\zeta_0] \frac{H_0}{nb} \quad (6)$$

式中: ζ_k 和 ζ_0 分别为边墩和中墩的约束系数, 取值见该规范的图 A. 2.1-2、图 A. 2.1-1 和表 A. 2.1-3; n 和 b 分别为孔数和每孔的净宽。式 (6) 与水利部办公厅 1954 年编印的苏联《溢流堰水力计算》^[3] 所用的计算式及参数基本一致。此式用于非淹没出流条件时, 可能与实际吻合较好。但是, 水流

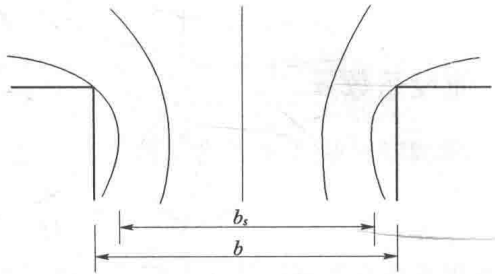


图 3 侧向收缩示意图

进入建筑物后的收缩程度除与过流建筑物边界形状有关外, 与过流的流速也直接相关。过流的流速越大, 收缩越大, 侧向收缩系数 ϵ 越小; 过流的流速越小, ϵ 值越大; 下游水位淹没度 h_s/H_0 越大则流速越小, ϵ 值也应越大。当淹没度足够大时, 过堰流速变得较小, 水流线的收缩亦很小, ϵ 值理应接近于 1.0。但式 (6) 的 ϵ 与堰的淹没度无关, 显然不能用于淹没出流的条件。

《水闸设计规范》(SL 265—2001) 推荐的计算公式如下:

单孔闸

$$\epsilon = 1 - 0.171 \left(1 - \frac{b_0}{b_s}\right) \sqrt[4]{\frac{b_0}{b_s}} \quad (7)$$

多孔闸, 当闸墩墩头为圆弧形时

$$\epsilon = \frac{\epsilon_z(N-1) + \epsilon_b}{N} \quad (8)$$

$$\epsilon_z = 1 - 0.171 \left(1 - \frac{b_0}{b_0 + d_z}\right) \sqrt[4]{\frac{b_0}{b_0 + d_z}} \quad (9)$$

$$\epsilon_b = 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b}\right] \sqrt[4]{\frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b}} \quad (10)$$

式中: ϵ_z 和 ϵ_b 分别为中闸孔和边闸孔的收缩系数; b_0 为闸孔静宽, m; b_s 为

上游河道一半水深处的宽度，m； d_z 为中闸墩的厚度，m； b_b 为边墩顺水流向边缘至上游河道水边线之间的距离，m。

尽管 SL 265—2001 推荐的侧收缩计算公式 [式 (7)~式 (10)] 形式较复杂，但它已明确规定：对单孔闸，它与闸前的导流边界形状无关，似不大合理；对多孔闸，它只适用于边墩迎水平面为圆弧形的过流边界，与闸前的导流边界形状无关，亦不合理。对现实中进流平面轮廓变化多样的水闸而言，其通用性似不如式 (6)；此外它同样没有反映下游水位淹没度 h_s/H_0 越大，过闸流速越小， ϵ 越大并向 1.0 逼近的客观现象，同样不能适用于淹没出流的计算。

3 淹没系数 σ

SL 265—2001 推荐之计算式为

$$\sigma = 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left(1 - \frac{h_s}{H_0}\right)^{0.4} \quad (11)$$

即淹没系数只是淹没度 h_s/H_0 的单值函数。多年前的大量试验研究业已证明，淹没系数 σ 不仅与淹没度 h_s/H_0 有关，且与堰型和闸孔过水的平面边界形状有密切关系。比较式 (1) 和式 (4) 得

$$\sigma = \frac{\varphi h_c}{m\epsilon H_0} \sqrt{1 - \beta \frac{h_c}{H_0}} \quad (12)$$

由式 (12) 可见，淹没系数 σ 随着淹没度 h_s/H_0 的增加而减少（用动量定理可以证明， h_s/H_0 与 $\frac{h_c}{H_0} \sqrt{1 - \beta \frac{h_c}{H_0}}$ 之值直接相关，后者随 h_s/H_0 的增加而减小）；它与过闸孔的流速系数 φ 成正比，与闸孔自由出流时的流量系数 m 和侧向收缩系数均成反比。表 1 为 60 多年前苏联水工建筑物设计规范《溢流堰水力计算》列举的几种标准堰的淹没系数 σ 与淹没度 h_s/H_0 间的关系（由图 21 的曲线换算为数值）。

表 1 几种标准堰不同淹没度时的淹没系数 σ

h_s/H_0	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95
宽顶堰	1.0	0.96	0.89	0.78	0.60
克-奥非真空实用堰	0.80	0.76	0.70	0.59	0.41
椭圆顶真空实用堰	0.60	0.55	0.48	0.40	0.30

由表 1 可见：①不同堰形在相同淹没度时的淹没系数 σ 相差很大，流量系数越大，淹没系数 σ 受下游水位的影响也越大。②工程上采用的往往不是有完整试验资料的标准堰，而是介于某些标准堰型之间，其淹没系数 σ 一般都缺乏

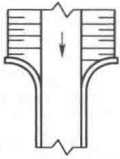
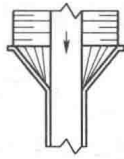
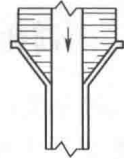
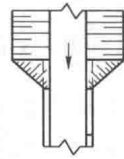
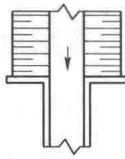
系统的研究, 要较准确地取值有一定困难。③当淹没度较大时, 仅淹没系数 σ 选择不当造成的流量计算误差有可能超过 40%。④SL 265—2001 推荐的计算式 [式 (11)], 仅考虑了淹没度的单一因素, 没有考虑堰型和闸前的过流平面轮廓, 缺乏通用性。

4 用能量方程计算水闸淹没出流的过流能力

在式 (3) 中, $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \zeta_1 + \zeta_2}}$, ζ_1 和 ζ_2 分别为闸孔和门槽的局部水头损失系数, 包含了收缩断面前的水头损失, 其值小于 1.0。

目前对不同闸孔和门槽局部水头损失系数的研究, 已足以满足设计计算的要求。一般来说, 计算之 φ 值变化不大。北京水利水电科学研究院在编号为“灌 (65) 11”的《长闸身 (带公路桥) 不同进口型式试验报告》中列举了不同进口型式的 φ 值 (表 2)。

表 2 不同进口型式之 φ 值和 φ' 值^[3]

型式	曲线直墙	扭曲面	八字墙	八字斜面	一字墙
图式					
φ	0.98	0.97	0.96	0.85	0.87
φ'	1.18	1.15	1.13	1.02	1.04

注 φ 用于下游为收缩断面的流量计算; φ' 用于以下游水位进行的流量计算。堰后底为直线下降, 未考虑闸后消力池的水损。

为了确定堰上收缩断面水深 h_c , 以消力池内无消能工的水闸为例, 其沿流向剖面如图 4 所示。设下游 2-2 剖面的水流纵向已扩散稳定, 假设堰上和

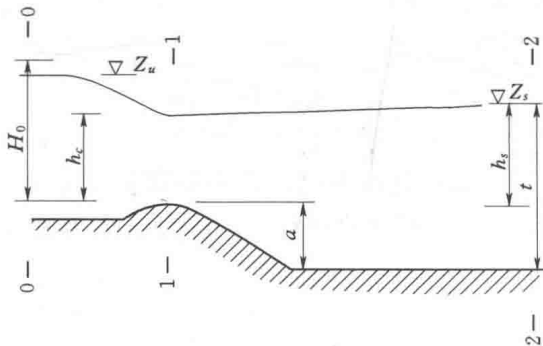


图 4 水闸淹没出流的纵剖面

闸下游水压力呈静水压力形式分布，堰长度的影响忽略不计，堰上 1-1 断面和下游 2-2 断面等宽且均为矩形。由动量方程可得

$$\frac{\gamma}{2} B t^2 - \frac{\gamma}{2} B (h_c + a)^2 = \frac{\alpha \gamma Q}{g} \left(\frac{1}{b h_c} - \frac{1}{B t} \right) \quad (13)$$

式中： b 、 B 分别为断面 1-1 和 2-2 的过水净宽； h_c 为闸孔收缩断面 1-1 的水深； α 为计算动量的流速分布系数，一般取 1.02~1.05； γ 为水的容重； t 为断面 2-2 的水深； a 为从断面 2-2 自河底起算的堰高。

因在淹没出流的条件下式 (3) 中之 $\beta \approx 1$ ，该式可写成

$$Q = \varphi b h_c \sqrt{2g(H_0 - h_c)} \quad (14)$$

对具体工程而言，一般 a 、 b 、 B 均已确定， φ 和 α 亦相对确定。在 H_0 、 t 、 Q 和 h_c 四个量中，只要知道其中任意两个，例如已知 Q 和 t 时，联解式 (13) 和式 (14) 即可求得其余的两个量。经初步计算比较，用上述方法的计算成果与《溢流堰水力计算》图 20 的 M·П·切尔托乌索夫和 P·P·朱加也夫的试验资料基本一致，可以作为较精确的工程计算方法。

对闸下游为其他型式的消力池，只需改变动量方程 [式 (13)] 的形式，亦可进行较精确的过流能力计算。

5 水闸淹没出流的过流能力的简化计算

虽然，在计算机已比较普及的今天，联解式 (13) 和式 (14) 来确定矮堰的过水能力并不困难，但仍需耗费一定的时间。如果对图 4 的上游断面 0-0 和下游断面 2-2 建立能量方程，过水断面近似用 $b h_s$ 代替，则过流能力仍可用类似型式的公式表示，即

$$Q = \varphi' b h_s \sqrt{2g(H_0 - h_s)} \quad (15)$$

注意：式 (15) 中的流量系数 φ' 与 φ 不同，它不仅已计及闸孔和门槽的水头损失，也包含了收缩断面后扩散段的水头损失。由于与它相应的计算水头差 $(H_0 - h_s)$ 小于与 φ 相应计算的水头差 $(H_0 - h_1)$ ，故 φ' 值往往大于 φ 值。由式 (2) 和式 (15) 可得

$$\varphi' = \varphi \frac{h_1}{h_s} \sqrt{\frac{H_0 - \beta h_1}{H_0 - h_s}} \quad (16)$$

在较理想情况下，能回收较多收缩断面后能量的 φ' 试验值见表 2。毛昶熙^[4]总结了大量工程整体模型试验资料后，认为 φ' 值主要与下游相对水深 h_s/H_0 有关：

对无消能工平底闸

$$\varphi' = 0.93 + \left(\frac{h_s}{H_0} - 0.65 \right)^{2.5} \quad (17)$$

对有消能工平底闸

$$\varphi' = 0.88 + \left(\frac{h_s}{H_0} - 0.65 \right)^2 \quad (18)$$

对于常规的水闸, 在通过设计洪水时往往淹没度较高。例如当 $h_s/H_0 = 0.9 \sim 0.95$ 时, 按式 (17) 计算的 φ' 为 $0.96 \sim 0.98$, 按式 (18) 计算的 φ' 为 $0.94 \sim 0.97$, 变化不大。用式 (15) 计算过流能力的精度远高于式 (1)。

6 结语

(1) 常用的堰流计算公式 [式 (1)] 源自水力学基本方程之一的能量方程, 式中的流量系数 m 一般情况下随过流因素的变化而变动。在高堰、非淹没堰的流量计算中, 因有较丰富的试验研究成果供参考, 一般来说计算成果可满足所需精度的要求。

(2) 在淹没出流条件下, 式 (1) 中的计算参数 m 、 ϵ 和 σ 都与特定的堰型、堰高和过流边界形状有关, 其彼此间亦相互有关。目前对矮堰特别是淹没矮堰过流的系统试验研究资料较少, 这些参数若直接套用其他工程的试验成果往往会造成较大的误差, 过流能力应采用参数较少且较易定的、原始的能量方程 [式 (3) 或式 (15)] 进行计算, 没有必要再采用经过变换后参数较多且不易确定的式 (1)。

(3) 应用式 (15) 进行水闸淹没出流过流能力计算时, φ' 可由式 (17) 和式 (18) 确定, 既可保证有一定的精度, 亦使计算工作大为简化, 建议在中小型工程的设计计算中直接应用, 在大型工程的初步过流能力计算中亦可参照使用。

注: 本文刊于《广东水电科技》2005 年第 6 期。

参考文献

- [1] 清华大学水利工程系水力学教研组. 水力学上册 [M]. 北京: 人民教育出版社, 1961.
- [2] 茹建辉. 平原河道闸坝水力计算几个问题的商榷 [J]. 广东水电科技, 1988 (1).
- [3] 华东水利学院. 水力学: 上册 [M]. 北京: 科学出版社, 1979.
- [4] 毛昶熙. 堰闸隧洞的泄流能力计算公式商榷 [J]. 水利学报, 1999 (10): 38-44.

河道水位流量关系曲线和水面线的设计计算

(工程水力学基本问题之二)

摘要

本文通过对水文实测资料、试验资料和河道变化规律的分析,指出了现行水面线和水位流量关系曲线设计计算方法存在的问题,提出了用水位流量关系可能值设计的概念和一些计算方法的改进建议。

水工建筑物下游水位流量关系和河道水面线的设计计算,是几乎所有涉水的水利水电工程设计都需解决的课题,是保证工程设计安全和经济合理的重要前提。由于水工建筑物下游水位流量关系和河道水面线确定失当导致的工程局部破坏甚至危害主体建筑物安全的事故经常发生。较完整地了解水位流量关系和河道水面线的特性以及它的可靠计算和选用方法,最大限度地减少乃至防止由此造成的事故或浪费,应当是水利工程技术人员必备的技术素质。本文讨论仅限于无明显急滩和跌水的缓流河段。

1 天然河道水位流量关系的特点及其应用

水文观测资料证明,河道中任何断面的水位与流量关系都不是单一曲线,而是一多值对应的曲线族。对同一场洪水过程而言,在来水流量持续增加的涨水期,由于下游河道槽蓄作用使水位升高滞后于流量增加;而在来水流量逐渐减少的退水期,同样因下游河槽作用使水位下降滞后于流量减少。故对同一流量而言,退水段水位流量关系曲线较涨水段高,每一次洪水过程的水位流量关系是流量与水位成双值对应的“绳套”状。“绳套”的位置和张开度不仅与该次洪水特性有关,还与前期水文条件有关。若前期发生过较大洪水,河槽刷深,“绳套”位置较低;若前期连续干旱,河道部分淤高,“绳套”位置较高;若该次洪水历时较长和总量较大,“绳套”的张开度较小;反之则张开度较大。如果只分析较低水位部分的水位流量关系,会发现这是在一定范围内的无确定相关关系的点群,规律性更差。图1为海南龙塘水文站在20世纪70年代三次洪水的水位(Z)流量(Q)过程线。由图可见,因当时该水文站所在河段的河床相对稳定,“绳套”位置变化不大;这几次洪水总量较大,“绳套”的张开度小,位置亦较低。

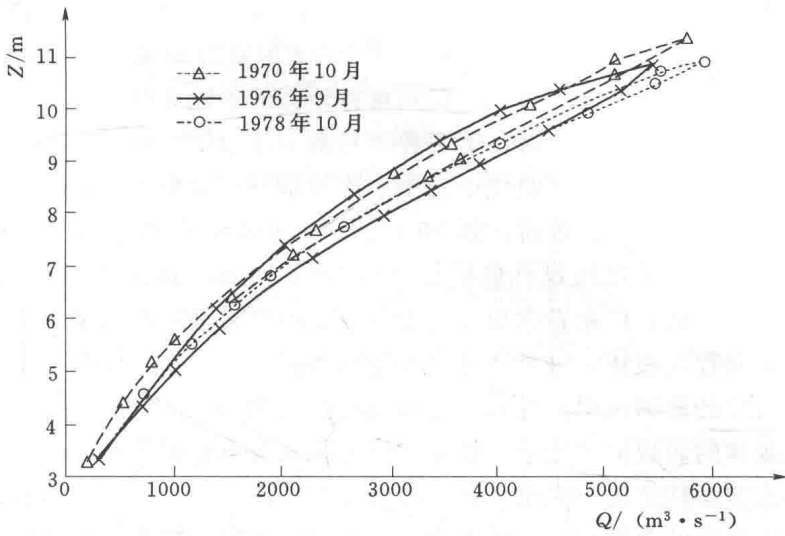


图1 海南龙塘站 20 世纪 70 年代洪水的水位流量关系

20 世纪最后的十多年中, 河砂大量被开采, 有些河段的年开采量超过自然补给量 10 倍以上; 加上部分水土流失严重地区已受一定的控制, 来砂开始减少, 河床普遍下切, 河道水位亦普遍降低。图 2 为广东省水文局点绘出的 20 世纪 80 年代中期以来化州水文站几次较大洪水过程的水位流量关系“绳套”。由图 2 可见, 1991—2001 年的 10 年间, 化州水文站的水位降低近 2m, 这是广东省江河普遍存在的现象。笔者在 1990 年参加普宁市乌石拦河坝改建工程审查时, 当地技术人员已反映, 榕江下游近年因河砂被大量采挖, 河床下

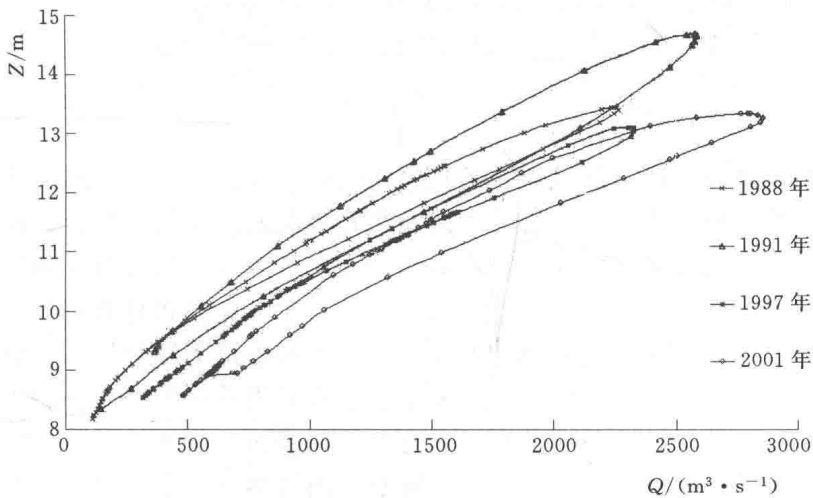


图2 广东省化州水文站 1987 年后的洪水水位流量关系

切，河道水位已下降且仍在发展，要求将根据前期实测断面推算出的下游水位流量关系曲线降低 2m 作为设计依据，但当时大家对过量采砂引起河槽下切和水位降低的趋势未有足够的认识，仅同意将计算的水位流量关系曲线降低 1m。在确定消力池底高程和长度时，笔者曾将对消力池设计影响最大的、被审查单位确认的下游水位流量关系曲线中的中小流量部分再降低 1.5m 进行复核，水跃淹没系数仍大于 1.1。然而，到 90 年代末，在中、枯水流量时，该工程下游实际发生的尾水位已较设计值低约 6m，被迫再建二级消力池。与此同时，由于河床普遍下切，广东省内很多建于沙基上的拦河闸坝都因尾水位降低，消能功发生不同程度破坏，成批地进行改建和加固。

这些沉痛的教训说明：我们与之打交道的江河有其自身独特的客观规律，这些客观规律的表现形式之一，就是水位流量关系不是固定的单值曲线，它不仅是会随水文条件变化而变化，还会随着社会经济发展和人类活动的变化而变化，是多值对应的曲线族。如果不了解河流的这些固有特性，不分析它的变化规律和可能对工程产生的不利影响，建成的工程往往不可能完整、健康和长寿，损毁和事故不断产生，需不断进行加固和维修。

2 有实测水文资料断面水位流量关系曲线的确定

从以上分析可见，过去习惯用单值曲线来表征水位和流量的关系，不能反映客观实际。笔者在分析图 1 的水位流量关系曲线时发现，虽然其下游河槽较稳定，没有明显的冲淤变化，但若以水深计算，其上、下包络线的水深与中值曲线之差为 $\pm(7\% \sim 9\%)$ 。因此，即使建筑物下游有可靠的水文实测资料，亦不能简单地用把这些资料综合为水位流量关系的单值曲线（例如用平均中值），作为用于各种设计工况的依据。对消能设计尤其是底流消能来说，此曲线水位偏高，不安全；对计算上游防洪水面线来说，此曲线水位偏低，亦可能不安全。

如果所研究断面下游的冲（淤）变化仍处于发育过程，以图 2 为例，除需用已有资料分析出下游河道下切的变化趋势和水位流量“绳套”曲线下降的极限位置外，还需对可能影响河道未来变化的因素进行分析。例如引起河床下切、水位降低主要因素——滥采河砂何时才可能得到有效控制？上游水土保持措施可能将来沙削减到何种程度？河槽和水位下降至什么程度才可能渐趋稳定？有无制约的地质条件？未来水位流量关系曲线是将会相对稳定还是有可能回升？只有确定了建筑物有效使用期内水位流量关系曲线可能上升或下降的极限位置，也就是上述“绳套”曲线族的上、下包络线的可能极限位置，按不同的运用条件选择不同位置的设计水位流量关系曲线，才能保证设计的工程安全运用。为此，建议采用可能值设计的方法来代替过去习惯

采用的单值设计方法,对同一水工建筑物,一般来说消能设计应用可能出现的水位流量关系曲线族的下包络线;而计算过流能力及回水对上游的影响时,则应用可能出现的水位流量关系曲线族的上包络线。若对仅有的少量实测(或查测)资料,不去分析它的可能变化,只简单地综合成单值曲线,按此设计出的工程不可能安全运用,甚至施工期过水就会出现严重的损毁,这样的工程实例并不鲜见。

3 无实测水文资料工程水位流量关系曲线的确定

在无实测水文资料的情况下,断面水位流量关系需利用河道下游某些特定条件,自下而上地通过河道水面曲线计算推求。

3.1 水面线计算的基本方程

假设河床相对稳定,没有明显的冲淤变化,在计算河段内各断面糙率已被较客观地确定的情况下,如果下游的边界条件和上游来水过程已确定,采用众所周知的圣维南方程组完全可以计算出各断面(图1和图2)一次洪水过程的绳套状水位流量关系过程线:

$$\text{运动方程} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (1)$$

$$\text{连续方程} \quad B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2)$$

式中: Z 为断面平均水位; Q 、 A 、 B 分别为断面流量、过水面积和水面宽度; q 为旁侧单位长度的入流量; g 为重力加速度; S_f 为摩阻比降,可用谢才公式计算; x 、 t 分别为流程坐标和时间。

当计算河段内有汇入或流出的汉口时,汉口节点的水流应满足流量连接条件和水位连接条件:

$$\sum_{i=1}^n Q_i = 0 \quad (3)$$

$$Z_i = Z_{i+1} \quad (i=1, 2, \dots, n-1) \quad (4)$$

直接用圣维南方程组可计算出各断面一次洪水过程的水位流量关系过程线,计算工作量虽大,但在计算机已较普及的条件下是可能的。目前对大多数工程来说,当河槽稳定、断面连续均匀变化且无急流激滩时,其水位流量关系多用明渠不均匀恒定流的计算方法自下而上地推算,其基本方程为能量方程

$$Z_d + \alpha \frac{V_d^2}{2g} + \frac{Q^2}{K^2} \Delta L + \xi \left(\frac{V_d^2}{2g} - \frac{V_u^2}{2g} \right) = Z_u + \alpha \frac{V_u^2}{2g} \quad (5)$$

式中：下标 d 、 u 分别表示下游断面和上游断面； Z 为水位； V 为断面平均流速； ΔL 为计算段长度； Q 为计算段的平均流量； \overline{K}^2 为计算段平均流量模数的平方， $K=AC\sqrt{R}$ ， A 、 C 和 R 分别为断面的过水面积、谢才系数和水力半径，为方便计算，一般取 $1/\overline{K}^2=1/(2\overline{K}_u^2)+1/(2\overline{K}_d^2)$ ； α 为计算动能的流速改正系数，一般为 $1.05\sim 1.10$ ； ξ 为断面变化的水头损失系数， $V_d>V_u$ 即断面收缩时建议取 $0.3\sim 0.5$ ， $V_d<V_u$ 即断面扩大时建议取 $-0.7\sim -1.0$ 。

用式 (5) 计算断面水位流量关系曲线时，无法计及槽蓄的影响，与水位流量关系绳套的中值较接近。河床相对稳定 (图 1) 时，此方法确定的断面水位流量关系曲线，用于水位上涨期间的消能计算特别是底流消能设计时仍可能偏高，必须通过分析适当调低后才能采用，以免设计出消能设施不完善甚至基本上不能消能的消能工，如在消力池产生远驱水跃或海漫上出现二次水跃等。

3.2 河道糙率和复式断面河道的水力特性参数

河道糙率 n 是河道水力计算的一个极其重要的参数，河道糙率不仅与前期水文条件有关，还与季节、水位、河道断面形状有关，也与滩面宽度及其上植物生长情况等条件密切相关。对两岸无明显过水滩地的单式河槽，糙率一般变化不大，断面不经常过水的较高岸边有植物生长，因范围不大，即使在高水位时对平均糙率的影响也不大。原广东省水文总站曾对广东省河道典型河段的糙率进行过统计^[1]，专业技术手册亦列举过大量实测统计资料，可供有关工程参考。

当河道各断面无明显滩地且周边的糙率可视为相同时，河道的水面线可直接用一维的圣维南方程组 [式 (1)~式 (4)] 或能量方程 [式 (5)] 推算。对两岸有明显河滩的河道 (或称复式断面) 过流的水力特性的研究，是 20 世纪中期兴起的“漫滩水力学”研究的中心课题^[2]。目前理论分析法较多的是研究断面滩、槽的边界剪应力及流场特性；应用在河道断面的水位流量关系计算中多用经验的简化近似方法。20 世纪五六十年代，很多行业的设计手册均推荐滩槽垂直分割法 [图 3 (a)]，即将断面划分为左、右边滩和主槽三部分，用各自的糙率和水力特性参数 (面积和湿周) 分别计算边滩和主槽的流量后，叠加成断面的总流量。在大多情况下，可按面积和水面宽度相等的原则简化为由三个矩形组成的复式断面 [图 3 (b)]，断面的水力要素取值见表 1。

表 1 断面垂直分割方法的水力特性参数取值

位 置	左 滩	主 槽	右 滩
面 积	$B_L H_L$	$B_C H_C$	$B_R H_R$
湿 周	$B_L + H_L$	$B_C + 2H_C - H_L - H_R$	$B_R + H_R$

按此方法计算得到的主槽部分平均流速始终会随着水位的升高而增加。然