

# 河流取水工程

张淑英  
郭同章 编著  
牛玉国



河南科学技术出版社

豫新登字 02 号

## 内 容 提 要

本书对河流取水工程基本原理作了较全面的论述,其中包括河流水力学基础,河流水文计算,河流泥沙运动的基本规律,河流演变基础,河流取水枢纽布置,取水防沙措施,渠系泥沙问题,取水构筑物,高浊度水的预沉技术及河流取水工程的模型试验等,内容新颖,论述简明扼要。可供广大水利、环境、给水工程等专业的设计、规划、科研人员以及高等院校师生参考。

河流取水工程 张淑英 郭同章 牛玉国 编著 责任编辑 王茂森

---

河南科学技术出版社出版发行 (郑州市农业路 73 号)

河南黄委会印刷厂印刷

787×1092 毫米 16 开本 18.25 印张 421 千字

1994 年 11 月第 1 版 1994 年 11 月第 1 次印刷

印数:1—2000 册

---

ISBN 7-5349-1551-1/T·304

定价:14.0 元

## 序

我国古代人民在河流上修建取水工程有很多成功的范例,远非西方国家所能比拟。而今我国经济建设突飞猛进,取水工程更显出越来越大的作用,但也随之暴露出不少问题,特别是因河流泥沙问题解决不好而产生种种不良后果,不仅减少了取水工程为国民经济带来的效益,而且往往导致工程失败。有鉴于此,学术界特别是工程界需要一本根据河流及取水工程两方面成果解决取水工程中枢纽布置、防沙减沙等实际问题的论著。正是出于这一需要,张淑英、郭同章、牛玉国三位学者撰写了《河流取水工程》一书,这是一本融河流学和取水工程学于一体的科技专著,引用了大量的最新研究成果,其学术及实用价值都很高,章节结构安排合理,论述简明扼要。尽管书中尚有一些值得继续探讨的内容,但我们相信本书的问世对于完善我国河流取水工程的设计方法及施工、运行管理等将有积极的作用。

李保如

1993年9月1日于郑州

# 前 言

随着国民经济的高速发展,作为国民经济重要基础产业和设施的水利,已不再仅仅是农业的命脉,而已经成为整个国民经济的命脉和制约因素:天津水资源危机、北京水资源危机、青岛水资源危机曾使这些城市和地区几乎陷于瘫痪,以致于国家不得不投入巨资修建或将要修建引黄济津、引黄济青、南水北调等大型取水工程。可以预言,水资源危机将是未来世界发展的一个永恒主题。

取水枢纽工程在我国水利发展史上占有重要的地位。从早在 2000 多年前的古代水利专家李冰父子主持修建的都江堰引水工程,到近代水利科学家李仪祉先生主持修建的泾惠渠、渭惠渠等取水枢纽工程,再到现在遍布全国大中小河流上成千上万的引水枢纽工程,都曾造福一方,并曾经或正在产生巨大的社会效益和经济效益。如仅黄河下游的河南、山东两省境内就有近 80 处的大型引黄枢纽工程,正是它们才奠定了二个农业大省的基础地位。

但由于河流取水工程学不是一个单纯的自成体系学科,而是涉及到水力学、水文学、河流泥沙、水工建筑、给水工程、模型试验等多个学科专业的边缘学科和综合学科。如要进行枢纽工程设计就必须进行水文计算,要开展设计施工又离不开水工建筑,为防止泥沙对枢纽工程的淤积堵塞,就必须研究泥沙运动规律,并运用河流力学理论计算其挟沙能力和设计合理的渠道比降,在进行施工前还必须进行水工模型试验,以使设计更臻完善。尽管所涉及的这些学科专业都已有成熟的理论体系和研究方法,但作为它们的综合产物——河流取水工程学,却至今尚无一本对其基本原理和方法进行系统而完整地论述和介绍的专门书籍。本书的编写目的正是试图填补这一空白,为从事研究和开展这项工作的同志提供一本比较实用的参考书,并希望能对从事这项工作的同志起到一定的指导作用,由于本书涉及面较广,因此在编写时内容力求简明扼要,通俗易懂。

本书由兰州铁道学院张淑英、郭同章和河南水文水资源局牛玉国三同志共同撰写。本书蒙请黄委会水利科学研究院张红武高级工程师审阅。在编写过程中,得到了黄委会水科院李保如教授和铁道部第四勘测设计院杨泽厚高工的指导和帮助,李教授在百忙中为本书作序。此外,徐军、陈玉军、张清等同志负责了本书的绘图、文字整理等工作,高幼华工程师最后对书稿作了细致的校正,在此向他们表示衷心的感谢。

由于水平所限,书中错误和不足之处,恳请专家、同行指正。

作者

1993 年 9 月

# 目 录

绪论	(1)
<b>第一章 河流水力学基础</b>	(5)
第一节 明渠水力学基础	(5)
第二节 二维均匀紊流及其半经验理论	(7)
第三节 时均流速分布	(9)
第四节 河湾的水流结构	(12)
<b>第二章 河流水文计算</b>	(21)
第一节 水文资料收集	(21)
第二节 频率分析	(24)
第三节 相关计算	(32)
第四节 降水资料的整理	(35)
第五节 水位和流量关系	(39)
第六节 短缺资料时设计水位和设计流量的推求	(42)
第七节 无资料时设计水位和设计流量的推求	(44)
第八节 小流域暴雨洪水计算	(46)
第九节 年径流量计算	(47)
<b>第三章 河流泥沙运动基本规律</b>	(52)
第一节 泥沙特性	(52)
第二节 推移质泥沙运动	(58)
第三节 悬移质泥沙运动	(65)
<b>第四章 河流演变基础及取水构筑物附近的河床冲刷</b>	(73)
第一节 河流的类型及其一般特征	(73)
第二节 河床演变基本原理及分析方法	(76)
第三节 河相关系及稳定指标	(77)
第四节 取水构筑物的防冲刷计算及基础埋置深度	(84)
<b>第五章 河流取水枢纽布置</b>	(97)
第一节 河流与取水枢纽的关系	(97)
第二节 取水构筑物的分类及型式	(100)
第三节 无坝取水枢纽的布置	(102)
第四节 有坝取水枢纽	(105)
第五节 取水构筑物位置的选择	(107)
第六节 取水口附近的河道整治	(110)
第七节 山区河流取水构筑物	(113)

<b>第六章 渠系泥沙问题与取水防沙</b> .....	(116)
第一节 概述.....	(116)
第二节 黄河下游引黄渠系泥沙问题.....	(119)
第三节 取水口常见的防沙措施.....	(123)
第四节 取水口的分流分沙问题.....	(126)
第五节 印度式渠首及弯道式渠首.....	(130)
第六节 沉沙池.....	(132)
<b>第七章 取水构筑物的构造与设计</b> .....	(140)
第一节 固定式取水构筑物.....	(140)
第二节 斗槽式取水构筑物.....	(168)
第三节 移动式取水构筑物.....	(173)
第四节 底栏栅取水构筑物的构造与设计.....	(192)
第五节 低坝式取水.....	(200)
<b>第八章 高浊度水预沉技术</b> .....	(207)
第一节 概述.....	(206)
第二节 高浊度水处理工艺流程.....	(212)
第三节 高浊度水预沉处理.....	(213)
第四节 斜板斜管取水头部.....	(214)
第五节 河渠式预沉池.....	(221)
第六节 平流式沉沙池.....	(222)
第七节 辐射式沉淀池.....	(232)
第八节 斜板斜管预沉池.....	(241)
第九节 XB-I型水漩澄清池.....	(247)
<b>第九章 固定式取水构筑物的施工</b> .....	(256)
第一节 取水构筑物施工特点.....	(256)
第二节 取水构筑物的施工方法.....	(256)
第三节 工程实例.....	(263)
<b>第十章 河流取水工程模型试验</b> .....	(266)
第一节 水力相似基础.....	(266)
第二节 相似准则的推导方法.....	(270)
第三节 定床河工模型.....	(272)
第四节 动床河工模型.....	(274)
第五节 河流取水工程模型设计实例.....	(278)

## 绪 论

水源是给水工程中研究解决的首要任务。在一般情况下,当生活饮用水和某些工业企业用水量较小,当地又有地下水资源时,多采用地下水源。对于大城市和工业企业,需要供给大量的水,常采用地表水源。

### 一、我国江河取水概况

我国年降雨量为  $6 \times 10^{12} \text{m}^3$ , 约为全球年降水量的 5.5%, 居世界第六位。但可利用的只有  $1.2 \times 10^{12} \text{m}^3$ , 人均仅  $1000 \text{m}^3$ , 人均淡水资源不足是我国的基本国情之一。由于人口增加和经济发展, 在我国一些地区已经或将要发生“水荒”, 某些地区, 淡水资源缺乏已经成为制约经济发展的突出因素。因此, 改变水资源是“取之不尽”的观念, 合理利用、积极保护淡水资源, 是各行各业面临的共同任务。

相对面言, 江河在淡水资源中具有水量充沛、分布广泛的特点, 特别是大江大河, 如长江、黄河、珠江、淮河、松花江等, 常被用来作为城市和工业企业的给水水源。据 1981 年的统计资料, 在松花江上建有哈尔滨朱顺屯水厂、佳木斯电厂一号、二号取水泵房等 6 个大型取水工程; 在长江及其主要支流上建有泸州化工厂水厂、武钢 07 工程、梅山钢铁厂水源、宝山钢铁厂水源等 30 多个取水工程; 在黄河及其主要支流上建有兰州西固水厂、甘肃景泰川提灌工程、石嘴山电厂水源、包头钢铁公司水源、山东滨州市水厂等大中型取水工程 70 多个。这些取水工程的建立, 保证了沿河流域工农业生产和城乡居民生活用水的需要, 促进了国民经济的发展, 也为江河取水工程设计、施工积累了十分宝贵的经验。

地表取水工程受自然条件和环境影响甚大, 必须从实际情况出发, 因地制宜修建取水工程。我国幅员辽阔, 各地自然地理条件不同, 江河亦具有不同的径流特征。外流区域的河流一般以秦岭、淮河为界分为南北两种类型:

秦岭、淮河以北的河流, 由于地区降雨量少, 河网密度低, 地表水不十分丰富, 且水量受季节影响较大, 夏季水量丰沛, 冬季有时枯竭, 丰水与枯水流量相差悬殊, 水位变化幅度大; 有些河流, 特别是黄河、渭河等流域, 由于植被少, 生态环境差, 水土流失严重, 致使河流挟带大量泥沙, 汛期含沙量特别高, 河床变迁也很频繁; 北方地区河流冬季结冰封冻, 有时形成底冰, 使取水构筑物的进水口变窄或堵塞。在这样的条件下, 要建立安全可靠而又经济的取水构筑物, 会涉及很多复杂的、不易掌握的因素, 必须周密调查、反复论证, 对大型取水工程, 则应通过河工模型试验来确定。

秦岭、淮河以南的河流, 由于地区年降雨量多, 江河水量丰富, 且流量受季节影响较小; 河流上游地质岩性较好, 相对来说植被和水土保持较好; 冬季一般无冰冻现象, 最低水温为  $2 \sim 4^\circ\text{C}$ 。在这样条件下, 修建取水工程是十分有利的。根据调查资料, 南方地区城市和工业企业给水采用地表水作水源的约占总水源工程的 90% 以上。需要指出的是, 即使在我国南方地区, 由于人为因素的影响, 特别是在江河上游及其流域地区乱砍滥伐, 过度

开采,致使植被受到破坏,生态环境日趋恶化,已呈现出水土流失、泥沙含量迅猛增加的状况,给取水工程的建设带来困难。根据有关资料,我国第一大河长江上游的四川省,目前水土流失面积已达  $3.838 \times 10^5 \text{ km}^2$ ,占其总面积的 66.7%,比 1957 年扩大了 3 倍;每年流经三峡流失的泥沙达  $6 \times 10^8 \text{ t}$ ,长江流域每年入海的肥土总量已达黄河的 1/3。这一情况将对从长江取水带来重要影响。

此外,有些山区河流,丰枯流量相差甚大,冬季河流的径流量很小,甚至有时出现断流。在此情况下,为解决给水水源问题,一般多采用筑坝蓄水或水库取水方式。在有湖泊的地方,取湖水作为水源也很普遍。湖水一般水流平稳,有利于悬浮物杂质自然沉降,一年中绝大部分时间浊度很低,但常常存在水中有机物和水生物大量繁殖等问题。

## 二、河流取水构筑物位置选择的原则和条件

取水构筑物是整个给水系统中的关键部分,而它的位置选择又是此关键部分中的主要环节。它涉及到河流的水文特征、地形、地质、城市规划及工业建设等方面。安全可靠、运行维护方便、经济合理是选择取水构筑物位置和形式的基本原则。因此,选定的取水构筑物的位置良好与否,不但关系到能否取得所需要的水量 and 水质,以及能否保证取水构筑物本身的安全和正常运转,而且对构筑物的造价、经营费用和河流的综合利用都有很大的影响。选择取水构筑物位置时主要应考虑以下条件 and 因素。

### (一)根据取水河段的径流特征及水文变化特征,选择有利岸形

江河水位、流量和流速等径流特征值的变化规律是河流的特征之一,也是河流其它水文变化特征现象产生的重要基础。径流变化规律是选择取水构筑物的重要依据。要确定取水构筑物的位置、形式、尺寸和高程,都有赖于对各种径流特征值的分析和评价。由于影响河流径流的因素很多,在设计取水构筑物时,应按各种特征值出现可能性的大小,即频率(或保证率)进行考虑。在正常条件下,取水构筑物的频率应根据 1989 年建设部颁发的《建筑给水排水设计规范》GBJ15—88 来确定。

通常,对设置取水构筑物的河流,除要求水量充沛、河床稳定和泵房所处位置的地质条件较好之外,还需选择有利的岸形。取水河段的岸形特征,是不同的水流在不同形式的情况下长期运动形成的结果,因而,泥沙和漂浮物的分布也会因岸形的不同有很大的差异。所以,河流岸形往往决定了河流的水文特征。在选择取水工程设施的位置时,如能利用有利的岸形条件就能充分利用河流的水文特征,使取水构筑物靠近河流深泓,以取得主流中较好的水质,同时亦能保证足够的取水深度,避免泥沙淤积,确保取水构筑物的安全。

岸形选择,一般力争选取凹岸或具有深槽近岸且稳定的顺直河段,尽量避免凸岸河段。

由于河流弯道处水流离心力的作用,使水流以高速向凹岸集中,水面形成了横比降,并迫使水流向凸岸移动,这样就产生了横向环流。在环流作用下,将含沙量较大的底层水送向凸岸,在凸岸形成淤积,而凹岸则受到冲刷。有关资料认为,当河流中泓线的曲率半径  $R$  为 4~7.5 倍河宽时,环流作用较为显著。

由于弯道环流的作用,一般在河流的凹岸常为河流的深槽,主流离岸较近,洪水期该处的水流挟沙能力较大,不易产生淤积,并在枯水期有足够的取水深度。

需要指出的是,并非凹岸任何地方均可设置取水头部,而应根据附近河段的水流状态



加以正确分析,特别是凹岸的顶冲急流区要设法避开。因该区容易产生纵横向环流,泥沙上下翻卷被带进取水头部,同时水流流速过大,头部也不易固定,给施工带来困难。

在深泓近岸、河宽较窄、流速较大、不易淤积的河流直岸,也是布置取水构筑物的有利岸形。布置时,应使取水头部伸入到主流中取水,以便取得较好的水质,减少维护工作量,提高安全可靠。在取水口处的水深一般不应小于 2.5~3.0m。

#### (二)根据河床和岸坡的岩性,选择工程地质条件良好、施工工程量少的河段

取水工程一般是从江河中取水,所以,取水构筑物一般紧临江河岸边,有的还要延伸到江河之中,因此,取水构筑物和河岸稳定性有密切关系。

设计取水工程时,应掌握取水口河段的水文地质、工程地质的有关资料,并有详细的调查和勘察报告,以供确定设计施工方案之用。特别是河床的岩性和稳定性,对选择取水构筑物的位置和形式极为重要。

取水构筑物的位置,一般应选在河岸稳定、岩石露头、未风化的基岩上或地质条件较好的河床处,要避免滑坡、溶洞、淤泥、流沙、风化严重的岩层,以及有大量土石方的地区。如确因地区条件限制无法避免时,要采取可靠的工程措施。在有地震影响的地区,取水构筑物不宜设在过陡的岸边和山脚下,以及其它易崩塌地区,并按抗震要求进行设计。

河床式取水头部和桥墩式取水构筑物,同样也应该建在比较好的地基上,同时还应考虑水力冲刷而引起取水构筑物基础破坏和沿岸滑坡问题。取水构筑物也不易设在宽阔河漫滩的地方,以免引水管过长。

综上所述,选择取水口位置时,应当对取水河床的岩性和稳定性进行水文地质和工程地质勘察,并应进行详细分析,慎重对待。

#### (三)尽量避免天然障碍物及人为不利因素影响

河流沿岸局部地形、支流的汇入、城市和工业企业的排污、以及人工构筑物的设置,都可能引起河流的水力条件及河床形态的变化,影响取水构筑物的取水条件。所以,在选择取水构筑物位置时,应对取水河段人工构筑物和天然障碍物(如矾头、石包、潜梁等)可能影响水流状态的情况作出估计。要注意防止在天然障碍物改变水流状态所形成的回流区、缓流区、死水区和分叉河道的支流上设置取水构筑物。

城市及工业企业的排污,会给河水带来大量沉淀物、有机物及其它有害物质,这些物质超量排放,就会污染水体,对此应予以足够的重视。从国家环保局 1993 年初公布的黄河水质资料看,黄河干流兰州、包头两河段水质已降为 3 级,某些支流段已降至 4~5 级,降为 5 级后,水资源将失去各种用途。在一般情况下,取水构筑物应设在城市和工业企业的上游方向,在污水排放口上游,应有 100m 以上的防护距离。

#### (四)充分重视河流冰冻对取水构筑物的影响

北方地区冬季气候寒冷,当气温降至 0℃ 以下时,河水开始结冰。河流的冰冻过程一般分为冻结期、封冻期和解冻期三个阶段。

北方地区河流的封冻期,随气温和河流水文条件的不同而不同;若河流流速较小,则河面很快形成冰盖;若流速较大,则河面不能很快形成冰盖,并由于水流的紊动作用,而使整个河水受到过度冷却,水温降至 -0.005~-0.02℃,水中便出现细小的冰晶。冰晶和过度冷却水流接触,逐渐增大成冰絮,便形成了所谓水内冰,或称为深冰。河水从流水开始直

至河流全部封冻之前,这段时间称为冬季流冰期。随着河面冰块数量增多,最后聚集和冻结而形成冰盖,使河流完全冻结。

春季随着气温不断上升,当水温高于 $0^{\circ}\text{C}$ 时,河冰就开始融化。靠近河岸的冰最先融化,冰盖即浮在河面上,在温差和水流推动等因素的影响下,冰盖被分裂为冰块,这就开始形成春季流冰期。

河流冰冻过程,对于取水构筑物的正常运行有很大影响。在冬季流冰期,由于悬浮在水中的冰晶和初冰,极易附着在取水口的格栅上,增加水头损失,甚至会很快将格栅冻结堵塞,影响取水。若冰絮流入输水管内,还会造成管道堵塞,甚至造成整个给水系统陷于停顿。因此,在设计取水构筑物时,必须考虑各种防冰措施,同时要考虑冰的压力和巨大冰块撞击力对构筑物的影响。

#### (五)全面考虑河流的综合利用

河流的综合利用,包括通航、木材流放、水产养殖、农业排灌、排洪、水力发电,以及在河流上修建各种水工构筑物等。在选择取水构筑物位置时,必须统筹规划,并与有关部门一起考虑,不要相互影响。

取水头部往往要设在河流的深槽,而深槽却是河流的主航道所在,为了保障航运,头部上面需保持一定的水深。岸边式取水构筑物的集水井如突入河中,则需考虑航运的安全。在有木材流放的河流中设置取水构筑物时,必须设有防止漂木碰撞的措施。

在小型河流中取水时,一般在枯水季节流量较小,而农业在此时又需要较多的水量,常会引起与农业争水现象。为此,必须在这类河流上取水时,就需要与有关部门商量,妥善解决用水分配问题。

总之,河流是国家的重要资源,必须在全面规划的基础上,统筹安排,综合利用。设计取水构筑物时,要与有关部门联系,选择恰当位置,以满足工农业生产和人民生活各方面要求,不能单独行事,造成不必要的浪费和损失。

# 第一章 河流水力学基础

## 第一节 明渠水力学基础

水流的基本方程式可由连续方程及能量方程表示,即:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + q = 0 \quad (1-1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = gi - \frac{gV^2}{C^2R} \quad (1-2)$$

式中,  $t$  为时间;  $x$  为流动距离;  $h$  为水深;  $A$  为过水断面面积;  $R$  为水力半径;  $V$  为平均流速;  $Q$  为流量;  $q$  为流动方向上流出或流入的单宽流量, 流出为正, 流入为负;  $i$  为渠底坡度;  $C$  为 Chezy 系数;  $g$  为重力加速度。

因  $A$  为  $h$  及  $x$  的函数, 而  $Q = V \cdot A$ , 所以可以认为是自变量  $t, x$  与因变量  $h, V$  的联立偏微分方程式。

明渠水流基本方程式为二个自变量和二个因变量的联立偏微分方程式。根据  $t$  的偏微分系数存在与否, 水流可定义为不稳定流或稳定流。另一方面, 根据  $x$  的偏微分系数存在与否, 水流又可定义为不均匀流或均匀流。按照这些情况的组合, 则明渠水流可分为均匀流、不均匀流和不稳定流。

均匀流中常将摩擦损失水头表示为:

$$h_L = f \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{L}{C^2R} V^2 \quad (1-3)$$

式中,  $h_L$  为摩擦损失水头;  $f$  为摩擦损失系数;  $L$  为测定点之间距离;  $R$  为水力半径 ( $R = A/X$ );  $V$  为平均流速;  $C$  为 Chezy 系数。

因在均匀流情况下, 水深及流速不随时间和地点变化, 式(1-2)左侧变成 0, 而  $i$  和能坡 ( $J = h_L/L$ ) 相同, 就可从式(1-2)的右边推导出式(1-3)来。摩擦损失系数  $f$  与 Reynolds 数 ( $Re = \frac{VR}{\nu}$ ) 和床面、槽壁糙率有关。根据 Kirshmer, Bazin, Varwick 的试验, 以及 Straub 等在密尼索夫大学研究的结果, 随着断面形状及粗糙光滑的状态而显示出不同的趋势。例如层流时:

$$f = 3.5/Re \quad (\text{三角形}) \quad (1-4)$$

$$f = 6/Re \quad (\text{长方形}) \cdots \text{光滑面} \quad (1-5)$$

$$f = 8/Re \sim 15/Re \quad (\text{粗糙面}) \quad (1-6)$$

紊流时从对数流速分布式可写成:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = C_2 \lg Re \sqrt{f} + C_3 \quad (\text{光滑}) \quad (1-7)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = C_2 \lg \frac{Re}{k} + C_4 \quad (\text{粗糙}) \quad (1-8)$$

$C_2, C_3, C_4$  为常数。其具体数值可参阅有关各篇。还有, 摩擦损失系数仅与糙率有关时,  $f$  能从 Chezy、Manning 的平均流速公式中求得。

$$f = \frac{2g}{C^2} = \frac{2gn^2}{\sqrt{R}} \quad (1-9)$$

式中,  $C$  为 Chezy 常数;  $n$  为 Manning 糙率系数。

均匀流计算主要依据下式:

$$Q = V \cdot A = K_0 J^{1/2} \quad (1-10)$$

$$K_0 = C \cdot A \cdot R^{1/2} = \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3}$$

式中,  $K_0$  为过水能力系数;  $C$  为 Chezy 系数;  $n$  为 Manning 糙率系数;  $A$  为断面面积;  $R$  为水力半径;  $J$  为比降。

均匀流计算是应用式(1-10)求算流量, 或由流量求算均匀流的水深。  $K_0$  反映河槽特性( $C, n$ )和断面形状, 是由水深决定的数值。

排水管道或泄水洞即使为闭合断面, 多数仍作明渠使用, 此时湿周  $x$ , 断面面积  $A$ , 水力半径  $R$ , Chezy 流速系数  $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ , 流速  $V = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot J^{1/2}$ , 流量  $Q$  与满管时数值比和水深的关系绘成图形称为水力特性曲线。

在传统水力学中, 阻力主要是用边界的粗糙度来反映的, 如用糙率  $n$  值代表边界的粗糙度。天然河道的糙率除受上述因素影响外, 还与其它很多因素有关, 例如河床沙、石粒径的大小和级配, 沙波的形成或消失, 河道弯曲程度, 横断面形状的不规则性, 深槽中的潭坑, 滩地上的草木, 河槽的冲淤以及整治河道工程等。这些复杂的因素不仅沿河道的长度变化, 而且在同一河段上也随水位变化而不同。糙率  $n$  随水位的变化规律取决于河道的具体情况, 某些河段的糙率随水位升高而增大, 某些河段的糙率随水位升高而减小。例如由黄河、淮河等河流的某些河段的实测资料分析结果可知, 糙率因水位不同面变化的趋势基本上是一致的, 在低水位时, 糙率一般都比较大, 随着水位升高糙率减小, 当糙率减小到某一最小值后, 又随水位上升而增大。糙率随水位变化的上述规律可解释如下: 低水位时, 水深小, 河槽中泥沙的相对粗糙度和沙波的相对影响都比较大, 阻力大; 低水位时河水蜿蜒曲折, 增大了水流阻力; 整治建筑物对水流流态的影响往往在低水位时更为突出, 阻力较大。由于上述诸因素形成了较大的综合阻力, 所以低水位时糙率较大。水位升高后, 泥沙的相对粗糙度和沙波的相对高度都随之减小, 阻力也就减小; 同时河道的主流趋向中泓, 河槽曲折对水流的阻力也减小; 由于水深大, 河工建筑物对水流的阻碍作用也相对减小。因此综合阻力减小, 糙率也随之减小。水位再升高至水流漫滩后, 由于滩地上草木或农作物等增加了水流的阻力, 因此糙率又有所增大。

由于影响河道糙率的因素比较复杂, 所以工程中常常采用河道的实测水文资料来推求糙率。实测方法如下: 河段的长度为  $\Delta L_2$ , 测得其首末断面水位为  $Z_1$  和  $Z_2$ , 相应的流量为  $Q_1$  和  $Q_2$ , 并在实测的断面图上量得首末过水断面面积  $A_1$  和  $A_2$ , 应用谢才曼宁公式(1

-10), 并取各水力要素的平均值  $\bar{R}$ 、 $\bar{Q}$ 、 $\bar{J}$ , 得:

$$n = \frac{1}{\sqrt[3]{\bar{R}^{2/3} \bar{J}^{1/2}}} \quad (1-11)$$

式中:  $\bar{V} = \bar{Q} / \bar{A}$      $\bar{Q} = (Q_1 + Q_2) / 2$      $\bar{A} = (A_1 + A_2) / 2$      $\bar{R} = (R_1 + R_2) / 2$   
 $\bar{J} = (Z_1 - Z_2) / \Delta L_2$  应用式(1-11)即可求得该河段的糙率值。

## 第二节 二维均匀紊流及其半经验理论

在水力学中, 将液流运动划为紊流与层流两种形态。实际的河渠水流一般都是紊流, 其最基本的特征是流场中任一点的运动要素(如流速、压强等)的脉动。例如任一瞬时流速  $u$ , 总可分为三个分速  $u_x, u_y, u_z$ , 即:

$$\begin{aligned} u_x &= \bar{u}_x + u'_x \\ u_y &= \bar{u}_y + u'_y \\ u_z &= \bar{u}_z + u'_z \end{aligned}$$

式中,  $u_x, u_y, u_z$  分别为相对空间坐标  $x, y, z$  的瞬时流速  $u$  的三个分量;  $\bar{u}_x, \bar{u}_y, \bar{u}_z$  为时均流速  $\bar{u}$  相应的三个分量;  $u'_x, u'_y, u'_z$  为脉动流速  $u'$  相应的三个分量。

由于紊流问题十分复杂, 直接求各质点的瞬时运动情况尚不现实, 因而, 1985年 Reynolds 将紊流分成时均流和脉动流两部分, 得出紊流时均流动的运动方程, 若采用柱坐标, 对于恒定流, 其表达式为①:

$$\begin{aligned} v_r \frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{v_\theta}{r} \frac{\partial v_r}{\partial \theta} + v_z \frac{\partial v_r}{\partial z} - \frac{v_\theta^2}{r} \\ = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial r} + \left[ \frac{\partial}{\partial r} \left( \frac{A}{\rho} \frac{\partial v_r}{\partial r} \right) + \frac{1}{r^2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left( \frac{A}{\rho} \frac{\partial v_r}{\partial \theta} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{A}{\rho} \frac{\partial v_r}{\partial z} \right) + \frac{A}{\rho r} \frac{\partial v_r}{\partial r} - \frac{2A}{\rho r^2} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} - \frac{A v_r}{\rho r^2} \right] \end{aligned} \quad (1-12)$$

$$\begin{aligned} v_r \frac{\partial v_\theta}{\partial r} + \frac{v_\theta}{r} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} + v_z \frac{\partial v_\theta}{\partial z} + \frac{v_r v_\theta}{r} \\ = -\frac{1}{\rho r} \frac{\partial p}{\partial \theta} + \left[ \frac{\partial}{\partial r} \left( \frac{A}{\rho} \frac{\partial v_\theta}{\partial r} \right) + \frac{1}{r^2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left( \frac{A}{\rho} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{A}{\rho} \frac{\partial v_\theta}{\partial z} \right) + \frac{A}{\rho r} \frac{\partial v_\theta}{\partial r} + \frac{2A}{\rho r^2} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} - \frac{A v_\theta}{\rho r^2} \right] \end{aligned} \quad (1-13)$$

$$\begin{aligned} v_r \frac{\partial v_z}{\partial r} + \frac{v_\theta}{r} \frac{\partial v_z}{\partial \theta} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} \\ = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \left[ \frac{\partial}{\partial r} \left( \frac{A}{\rho} \frac{\partial v_z}{\partial r} \right) + \frac{1}{r^2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left( \frac{A}{\rho} \frac{\partial v_z}{\partial \theta} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{A}{\rho} \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) + \frac{A}{\rho r} \frac{\partial v_z}{\partial r} \right] \end{aligned} \quad (1-14)$$

此外, 连续方程式相应表示为:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{v_r}{r} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (1-15)$$

以上诸式中,  $r, \theta$  和  $z$  为流场中某点的柱坐标;  $V_r, V_\theta, V_z$  为相应的流速分量, 即法向、切向及垂向分速(习惯上又称法向、切向分别为横向、纵向);  $p$  为压力;  $\rho$  为密度;  $A$  为紊动力粘滞系数(或称紊动力交换系数);  $\nu$  为紊动运动粘滞系数(又称之为紊动运动交换系数)。其中:

① 为简便计, 本书除特殊情况外, 时均符号一般省去不写。

$$A = \rho\nu_1 \quad (1-16)$$

显然,以上是假定了沿各个方向的紊动动力系数不变。

由于紊流问题的复杂性,研究时不得不做一些学术上的假定,将水流简化为二维流动。例如,冲积河流的宽深比  $B/H$  往往很大,其过水断面部分的水流特征,与二维区域的水流运动特征相差甚小。

二维均匀流切应力沿垂线呈线性分布,表达式为:

$$\tau = \tau_0(1 - z/h) \quad (1-17)$$

式中,  $n$  为水深,  $\tau_0$  为床面切应力,可由下式计算:

$$\tau_0 = \gamma J h \quad (1-18)$$

式中,  $\gamma$  为水流比重;  $J$  为河床比降。

近代流体力学假定:

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 \quad (1-19)$$

式中,  $\tau_1$  是由水流粘滞性产生的切应力,称为粘滞切应力,其值为:

$$\tau_1 = \mu \frac{du_x}{dz} \quad (1-20)$$

式中,  $\mu$  表示水流动力粘滞系数。

式(1-19)中,  $\tau_2$  是由水流紊动产生的,称为紊动切应力,其值为:

$$\tau_2 = -\rho \overline{u_x u_z'} \quad (1-21)$$

上式负号表示  $u_x'$  与  $u_z'$  的符号总是相反的。

实际 Reynolds 的时均紊流方程式还未封闭,尤其是为了确定紊动切应力,许多学者进行了大量的研究,提出了一些半经验理论,其中最为著名的有 Boussinesq 假定、Taylor 涡量传递理论、Karman 相似理论、Prandtl 混合掺长理论及  $k-\epsilon$  模型等,其中以 Boussinesq 假定的形式最为简单,他假定紊流应力与粘性应力类似,因而比拟水流中:

$$\tau_2 = \rho\nu \frac{du}{dz} \quad (1-22)$$

紊流中的剪应力可写成:

$$\tau_2 = \rho\epsilon \frac{du}{dz} \quad (1-23)$$

式中,  $\nu$  为运动粘滞系数;  $\epsilon$  为紊动动量交换系数。

与 Boussinesq 假定略有不同,Prandtl 则把紊流运动与分子扩散运动相类比,认为紊流是由许多流体质点相结合成的流体团运动。流体团在一定距离内(该距离即为混合长度)本身保持整体不变,即在输运过程中,它所具有的量不变(如质量、动量等);流体团到达新的位置后才与当地流体团具有的量相混合。若假设  $a$  层某液体微团可以自由运移到  $b$  层,且移动过程中不会碰撞,运输距离为  $L_1$ ,则  $x, z$  方向的脉动流速  $u_x', u_z'$  绝对值的时均值,分别可表示为:

$$|u_x'| = l_1 \frac{du_x}{dz} \quad (1-24)$$

$$|\bar{u}_z| = k_1 l_1 \frac{d\bar{u}_z}{dz} \quad (1-25)$$

$$|\overline{u_x \cdot u_x}| = k_2 |\bar{u}_x| |u_x| \quad (1-26)$$

将式(1-24)及(1-25)代入上式,紊动切应力的表达式即能由式(1-21)改写成如下形式:

$$\tau_z = k_1 k_2 \rho l_1^2 \left( \frac{d\bar{u}_z}{dz} \right)^2 \quad (1-27)$$

式中,  $k_1, k_2$  为比例系数。令  $l^2 = k_1 k_2 l_1^2$ , 上式变为:

$$\tau_z = \rho l^2 \left( \frac{d\bar{u}_z}{dz} \right)^2 \quad (1-28)$$

上式即为 Prandtl 掺长模式表示的紊动切应力公式。

由于分子运动与紊流脉动存在着本质上的差别,故而 Prandtl 的掺长理论在物理上隐含着严重的缺陷。但从工程实用观点看,现有模式中唯有 Prandtl 的掺长理论得到了广泛应用。这主要由于该理论提出得较早,积累了丰富的经验,因此一些有实用价值的研究成果多以 Prandtl 掺长理论为基础。

### 第三节 时均流速分布

流速分布与水流切应力密切相关。紊动流速很小的固体边壁附近,由脉动流速产生的附加切应力也很小,而流速梯度却很大。故此处粘滞切应力起主导作用,该流层流态属层流,称之为粘性底层。其厚度可用下式表示:

$$\delta_0 = \frac{N_\nu}{u_*} \quad (1-29)$$

式中,  $N_\nu$  为无量纲常数,  $u_*$  为摩阻流速,与边壁切应力  $\tau_0$ 、水力半径  $R$  及水力坡度  $J$  的关系式为:

$$u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho} = \sqrt{gRJ} \quad (1-30)$$

此外,式(1-29)中  $\nu$  为运动粘滞性系数,对于水,  $\nu$  与水温  $T$  (以  $^{\circ}\text{C}$  计)存在如下经验关系:

$$\nu = \frac{0.01775}{1 + 0.0337T + 0.000221T^2} \quad (1-31)$$

在远离边壁的流区,流体中微团相互混掺、碰撞,动量发生传递,结果使得流速分布趋于均匀化。

由于紊流理论尚不能直接用来解决实际问题,因此现有的公式都是半经验或经验性的。其中应用最为广泛的是基于 Prandtl 掺长模式的对数型流速分布公式。

由于式(1-28)中  $l$  仍系未知量,故 Prandtl 进一步假定:

$$l = \kappa z \quad (1-32)$$

式中,  $\kappa$  为卡门常数,清水试验资料得其值为 0.4,又同时假定边壁附近的粘滞切应力  $\tau_1$  可被忽略,即:

$$\tau_0 = \tau_2 \quad (1-33)$$

于是,将式(1-28)代入上式,并引入式(1-22),即能解出:

$$\frac{u_m - u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{h}{z} \quad (1-34)$$

上式即为著名的 Prandtl 时均流速亏值公式,式中  $u_m$  为水面流速。

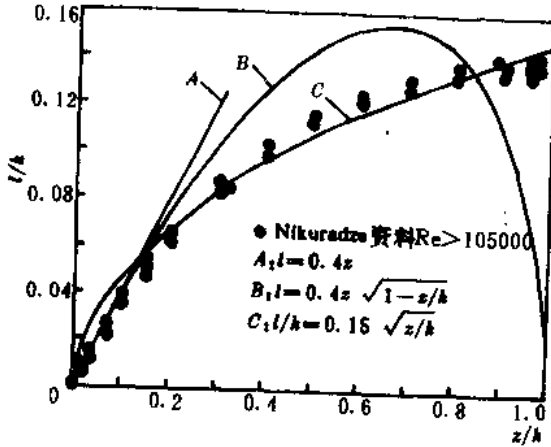


图 1-1 掺长公式与实验资料的比较

掺长公式与实验资料的比较,在很大程度上取决于对掺长  $l$  的物理含义的理解。我们认为,掺长主要表征涡体垂向运移过程中能够保持原有流动特征的距离,其大小取决于所处流场的运动特性<sup>[2]</sup>。引入“涡团模式”<sup>[5]</sup>,并用能量观点,可以得出如下形式的掺长公式:

$$\frac{l}{h} = c_n \sqrt{z/h} \quad (1-35)$$

其中

$$c_n = \frac{1}{\omega} \sqrt{\frac{8k_2 g}{k_1 n}} \quad (1-36)$$

式中,  $\omega$  为涡团角速度;  $k_1$  为转动惯量系数;  $k_2$  为比例系数;  $c_n$  可称为涡团参数。由 J·Nikuradze 的实验资料,当  $c_n$  取 = 0.5 时,式(1-35)与实测点据吻合较好(图 1-1)。同时由图 1-1 不难看出,公式  $l = \kappa z$  及  $l = \kappa z \sqrt{1 - z/h}$  在广大流区中与实际偏差较大。

将式(1-17)及式(1-35)(取  $c_n = 0.15$ )代入式(1-28),同样忽略  $\tau_1$  影响后,即可求得适用于粘性底层以外流区的二度恒定均匀流的时均流速分布公式:

$$\frac{u_m - u}{u_*} = 10.47 - 6.667 \left[ \sqrt{\left(1 - \frac{z}{h}\right) \frac{z}{h}} + \arcsin \sqrt{\frac{z}{h}} \right] \quad (1-37)$$

由图 1-2 验证结果表明,式(1-37)与 Nikuradze 的实验点据构成的速度亏损曲线<sup>[4]</sup>,几乎完全重合。这说明该式的结构是较为合理的。另外,利用 Donch(1926 年)和 Lanfer(1950 年)的实验资料进行验证的结果也令人满意。

为了进一步将式(1-37)表示为其它形式,并求出水面及河底流速的计算公式,兹引入谢才公式,即:

$$V = C \sqrt{RJ} \quad (1-38)$$



式中,  $C$  为谢才系数, 工程界一般采用 Manning 公式计算, 即:

$$C = \frac{1}{n} R^{2/3} \quad (1-39)$$

式中,  $n$  为糙率系数。

由式 (1-38) 及 (1-30), 不难求出  $V$  与  $u_s$  的关系式为:

$$u_s = \frac{\sqrt{g} V}{C} \quad (1-40)$$

将上式代入式 (1-37) 并沿水深积分, 可求出垂线平均流速  $V_{cp}$ , 进而求出水面最大流速  $u_m$  及河底流速  $u_d$  分别为:

$$\begin{cases} u_m = V_{cp} \left( 1 + 2.62 \frac{\sqrt{g}}{C} \right) \\ u_d = V_{cp} \left( 1 - 7.85 \frac{\sqrt{g}}{C} \right) \end{cases} \quad (1-41)$$

从而进一步将流速公式表示为:

$$u_x = V_{cp} \left\{ 1 - 7.85 \frac{\sqrt{g}}{C} + 6.67 \frac{\sqrt{g}}{C} \left[ \sqrt{\left( 1 - \frac{z}{h} \right) \frac{z}{h}} + \arcsin \sqrt{\frac{z}{h}} \right] \right\} \quad (1-42)$$

此外, Prandtl 曾建议紊流流速分布用下式表示:

$$\frac{u_x}{u_m} = \left( \frac{z}{h} \right)^{m_0} \quad (1-43)$$

式中, 指数  $m_0$  与雷诺数  $Re$  有关, 当  $Re < 10^5$  时,  $m_0 = 1/7$ , 即:

$$\frac{u_x}{u_m} = \left( \frac{z}{h} \right)^{1/7} \quad (1-44)$$

上式称为流速分布的 1/7 次方定律。沿垂线积分, 将上式改写为如下形式:

$$u = \frac{8}{7} V_{cp} \left( \frac{z}{h} \right)^{1/7} \quad (1-45)$$

指数公式仍和对数公式一样, 水面处的流速梯度不等于零。不过我们采用大量天然测验资料分析后认为, 相对于对数公式, 式 (1-44) 与天然资料较为接近, 而且该式形式简单, 近壁流区也能近似适用, 具有较大的实用价值。

实际上, 式 (1-35) 及式 (1-34) 中的涡团渗数  $c_n$  及卡门常数  $\kappa$  并非常数, 我们采用大量天然河流及一些浑水试验资料进一步分析, 可得出如下形式的  $c_n$  及  $\kappa$  与含沙量  $S$  (以体积百分数计) 的关系式:

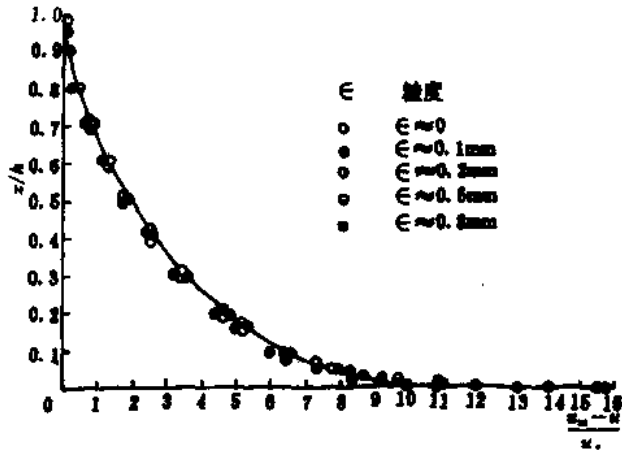


图 1-2 纵向流速公式 1-37 与尼古拉兹实验资料对照