

前　　言

本书是在 1991 年版《河流动力学》的基础上修订而成的。

我国社会主义建设事业的不断发展和社会主义市场经济的日臻完善推动着我国教育事业的改革和发展。为培养适应 21 世纪需要的厚基础、宽专业、高素质人才,原来的港口航道专业已拓宽为港口航道与海岸工程专业;全国高等学校港口与航道工程教学指导委员会也对本专业的课程设置模式作了较大的调整,并拟订了新一轮教材的出版规划。本书就是根据该规划出版的。

鉴于专业的拓宽以及与本课程关系密切的“航道整治”已与“渠化工程”合并为“航道工程学”,积十年来使用原教材的经验,并考虑到同“航道工程学”以及其他有关课程如“水力学”、“海岸动力学”等修订后教材的衔接,我们对原书作了相应的调整、修改和补充。本书注意讲清基本概念及其应用,修正了原教材中的一些不足,充实了一些新的内容,力求在原教材的基础上有较大的提高。例如第一章中对潮汐河口常见的细颗粒泥沙絮凝现象及其沉积压密过程分别作了改写与简要介绍,补充了海洋界常用的泥沙粒径 ϕ -分级法。第六章删去了一些次要的内容,扼要介绍了波浪对河口泥沙运动的影响,在分析潮汐河口水流、泥沙运动特点的基础上介绍了不同类型河口的河床演变,使重点更为突出。变动较大的是第五章和第七章。浅滩是航道整治的主要对象,第五章除介绍河床演变的基本概念和不同类型平原河流河床演变的规律外,还介绍了浅滩的类型与演变规律,原书关于河床演变分析的内容一并归入该章。第七章则专门介绍河床变形计算的内容,该章几乎全部作了重写。

本书是有关院校分工合作的成果,主编为河海大学王昌杰,主审为河海大学陈国祥教授。重庆交通学院程昌华编写第五、七章,长沙交通学院胡旭跃编写第二章,河海大学刘曙光编写第一、六章,王昌杰编写绪论和第三、四章。全书由王昌杰统稿。

由于编者水平所限,本书难免有谬误与不当之处,衷心希望读者批评指正,以便今后改进。

编　　者

目 录

绪论	1
第一章 泥沙特性	5
第一节 泥沙的几何特性.....	5
第二节 细颗粒泥沙的物理化学特性.....	8
第三节 泥沙的重力特性	10
第四节 泥沙的水力特性	12
第二章 推移质运动	22
第一节 泥沙运动的形式	22
第二节 泥沙的起动	24
第三节 沙波运动	35
第四节 冲积河流的阻力	38
第五节 推移质输沙率	44
第三章 悬移质运动	56
第一节 床沙质与冲泻质	56
第二节 含沙量沿水深分布	58
第三节 悬移质输沙率	70
第四节 含沙量沿程变化	78
第五节 总输沙率	80
第四章 异重流	87
第一节 异重流的一般概念	87
第二节 异重流的基本方程	90
第三节 河渠异重流	92
第五章 河床演变	97
第一节 河床演变的基本概念	97
第二节 河床演变的基本类型及特性.....	100
第三节 河相关系	122
第四节 水利枢纽对河道演变的影响.....	127
第五节 河床演变分析	129
第六章 潮汐河口的水流泥沙特点及河床演变	137
第一节 潮汐河口的分段和分类.....	137
第二节 潮汐河口区的水流特性.....	139
第三节 潮汐河口区泥沙运动特点	148
第四节 潮汐河口区的河床演变	155
第七章 河床变形计算	163

第一节	一维河床变形计算	163
第二节	平面二维河床变形计算概述	175
第三节	冲淤极限状态估算	178
第四节	河床变形计算建模及主要程序	182
参考文献	184

绪 论

河流动力学是研究冲积河流在自然状态下以及受人工建筑物影响以后所发生的变化和发展规律的一门科学。

天然河流总是处在不断变化和发展过程中。如平原地区的弯曲性河流,由于河身外形弯曲,迫使水流作曲线运动。在离心力作用下,凹岸水面升高,凸岸水面降低,表层水体因流速较大,受到的离心力大,底层水体流速小,受到的离心力小,于是面流流向凹岸,而底流则流向凸岸。其结果是:一方面,在弯道横断面内形成封闭的环流,该环流与纵向水流相结合便形成了弯道螺旋流;另一方面,由于表层河水含沙量较小,底层河水含沙量较大,在弯道环流作用下,使得凹岸发生冲刷,凸岸发生淤积。人们有这样的体验:在大半杯水中加些茶叶末,然后用筷子顺着一个方向搅动,可以看见边上水面升高,中间水面凹下;而茶叶末却逐渐集中于杯底中心。这是水流内部运动的结果。观察茶叶末运动的轨迹可以了解,面层水被甩向四周,接着沿杯壁而下,集于中心,然后回升到水面,再扩散到周围,在水体上升过程中,其速度不足以托住下沉的茶叶末,于是后者便集结于杯底的中部。这一现象说明了弯道环流的形成和凹岸冲刷凸岸淤积的道理。弯道凹岸冲刷和凸岸淤积的综合作用,使河道变得更弯,环流随之进一步增强。在弯道水流的长期作用下,最终形成很大的河环。在特大洪水期,水流冲开河环颈部,裁弯取直,弯曲河道暂时变成了微弯河段。如果没有人工控制,将重复上述由微弯发展到弯曲到河环直至裁弯的过程,如此循环不已,不过不是简单的重复。天然河道的演变一般较为缓慢;当在河流上修建了各种工程建筑物或进行疏浚、整治以后,河床的变化和发展将更加剧烈和迅速。例如河流上兴建大型水库以后,水库回水区将产生泥沙的淤积,水库下游将引起河床的冲刷。河流的这些变化和发展对于沿河两岸的工农业生产以及国民经济各部门,特别是对于水利、治河、港口航道以及灌溉排水工程建设等有重大的影响。

河流的变化和发展是水流与河床相互作用的结果。一条河流包括水流与河床这两个矛盾着的方面。水流作用于河床,使河床发生变化,河床又反过来作用于水流,使水流结构和水流要素如流速、流向、水位等发生变化,二者相互依存,又相互作用,从而推动着河流不断地变化和发展。水流与河床的相互作用是通过它们之间的泥沙交换来实现的。水流挟带泥沙,河床是由泥沙组成的,它们之间经常地进行着泥沙的交换。一种情况下,通过泥沙的淤积使河床升高;另一种情况下,通过泥沙的冲刷使河床降低。泥沙运动是水流与河床相互作用的媒介。水流与河床间的泥沙交换又是受水流紊动结构所制约的。由于紊动交换作用,向上脉动水流从床面掀起泥沙颗粒并把它们带到水流中去,而向下脉动的水流则把一定数量的泥沙重新带回河底,水流紊动结构对泥沙运动有决定性的影响。因此,河流动力学研究的内容包括水流结构、泥沙运动、河床演变及河床变形预测等几个部分。它们是互相联系、不可分割的。

河流动力学与港口及航道工程建设的关系十分密切。在河流上建设一个港口,首先要正确地选定港址。除了考虑国民经济的需要、陆域条件以及水深足够外,选择港址时还必需了解河道的冲淤变化情况,尽可能选择冲淤变化不大的或冲淤变化正向着有利于建设方向发展的

地方建港。如不能满足,应另行选址或制定整治的措施。疏浚和整治航道首先要了解浅滩碍航情况和产生原因,为此必须充分掌握河床演变的规律,找出主要的影响因素,在此基础上拟订疏浚整治工程方案,使河床演变朝着有利于通航要求的方向发展,只有这样才能收到事半功倍的效果。在河流上修建水利枢纽,可以在发电、灌溉、防洪等方面获益,但也带来不少问题。在大坝上游的水库库区,其常年回水区内的滩险可全部淹没,航道水深增加,航行条件得到很大改善。但是,在库尾回水变动区内泥沙会大量淤积,使航道水深不足,妨碍航行,并使其影响范围内的码头、取水口、支流河口等淤浅甚至淤塞。在大坝下游,由于水库的调节作用,增加了枯水期的流量和水深,这是有利的一面。但也存在很多不利的方面,例如上游的浑水进入水库,经沉淀泥沙后成为清水。水库下泄清水将引起河床长距离的冲刷,使同流量下的水位降低,并引起枢纽下游河道剧烈的变化。例如葛洲坝枢纽建成以来,坝下河段遭受冲刷下切,枯水期水位比设计低水位还低 0.6m,以至下引航道和二、三号船闸下闸首的槛上水深不能达到原设计标准,特枯水位时,给航运造成了严重威胁。在丹江口水库下游,由于清水冲刷,下游河床变化剧烈,不但刷深,还严重崩岸,仅宜城县就有 5 万亩良田崩塌于汉江之中。该河段由于河床展宽,无明显深槽,洲滩变化迅速,河床极不稳定,这对航道极为不利。在河流渠化和运河工程建设中必须十分重视泥沙及河床演变问题,除了泥沙淤积和坝下游河床冲刷问题外,还要注意船闸引航道的淤积问题等。事实上,在科学技术高度发展的今天,港航工程建筑物因结构设计不当而垮塌的事故已很少见;但因河岸冲刷使建筑物坍入江中,或因泥沙淤积影响港口码头营运,甚至将港口淤塞的现象却屡见不鲜。例如汉江宣城港就曾被大片边滩包围,以至枯水期船舶无法在码头靠泊。为了合理地利用和有效地治理河流,为了在河流两岸修建水工建筑物,人们必须认识和掌握河流运动的客观规律,并对其在今后的发展趋势作出定性和定量的预测。

在河口和海岸兴建工程同样要考虑河口与岸滩的演变,也会遇到泥沙冲淤问题。但河口与岸滩受波浪、潮流以及沿岸流等多种动力因素的作用;在淤泥质海岸,极细泥沙还有絮凝与浮泥等问题,情况比内河更为复杂。这些将是“海岸动力学”研究的内容。本课程将专章叙述潮汐河口的演变,对絮凝等现象将作简要的介绍;而本课程中关于泥沙性质、推移质与悬移质运动以及冲淤计算等的研究方法、概念与结论对研究河口与海岸泥沙运动有重要的借鉴意义,有些则被直接引用。本课程是学习和研究“海岸动力学”有关内容的基础。

河流动力学是在人类同江河作斗争的过程中诞生和成长起来的。河流两岸自古以来就是人类繁衍生息之所,河流给人们带来航运和生活、生产用水之利;但洪水泛滥、河道迁徙使人们深受其害。为了化害为利,人们不断地与江河进行不屈不挠的斗争。在长期斗争过程中,人们逐渐加深了对河流的了解,积累了关于河流运动发展规律的认识,从而逐步地于 20 世纪 30 年代起形成了一门新的学科——河流动力学。随着近代科学技术的进步和人们对河流认识的深化,这门学科日益发展和完善。我国古代在治河方面有着辉煌的成就,特别在都江堰工程以及与黄河作斗争方面更是举世闻名。都江堰工程是蜀太守李冰带领人民在岷江上修建的取水工程,建成于公元前 250 年秦孝王初期。它把“沃野岁灾,民受其害”,“江水初荡荡,蜀人几为鱼”的成都平原改变为“水旱从人,不知饥馑,时无荒年”的天府之国。这个取水工程在防止底部粗沙进入渠道以及既能引入足够的用水,又能防止洪水进入灌区的工程设施方面与近代无坝取水工程的设计原则,如利用弯道环流的正面引水、侧面排沙原则等是完全符合的。万里长城因其工程浩大、艰难与雄伟而成为举世公认的世界八大奇迹之一。而都江堰 2200 多年来一直抵御着岷江洪水,灌溉着成都平原,至今仍使当地数百万人民受益,从这个意义上说,它堪称世界

又一奇迹。在长期的治黄过程中，我国人民积累了许多宝贵的经验，其中不少认识如“筑堤束水，藉水攻沙”，以及“水分则势缓，势缓则沙停，沙停则河饱”，“水合则势猛，势猛则沙刷，沙刷则河深”等关于水沙关系的论断在今天仍不失其理论和实践意义。但在解放前这些经验得不到很好的总结。

新中国建立以来，随着社会主义建设事业的蓬勃发展，对江河的利用和治理日益广泛。生产实践，特别是许多大型水利枢纽如葛洲坝等的建设有力地推动着河流动力学的迅速发展。多年来，我们进行了大规模的河道观测工作，收集了大量极其宝贵的资料；建立了许多具有相当规模的实验室；开展了多方面的理论分析、试验研究和数值计算工作，解决了生产实践中提出来的大量科学技术问题，取得了许多科学研究成果。三峡工程举世瞩目。在其前期论证工作中，泥沙问题就被列为关键技术问题之一。通过物理模型、数学模型、实船试验、原型观测等手段，就“三峡坝区泥沙淤积对通航和发电的影响及其防治”，“回水变动区河段泥沙淤积”，“坝下游河道演变及重点河段整治”等问题进行了深入的研究，其成果在整体上达到了国际先进水平。对我国江河的治理，泥沙工作者做了许多卓有成效的工作，其中钱宁、窦国仁、谢鉴衡三位院士等知名专家是其中的突出代表，他们对我国泥沙研究工作的推进，做出了杰出的贡献，在国际泥沙学界也享有很高的声誉。

虽然如此，河流动力学还是一门新兴的、发展中的学科。由于研究的问题比较复杂，现阶段还不可能完全从理论上得到解决，因此，在研究中就不得不对问题作出某些假定，进行一些简化，同时在实际工作中则广泛使用半经验的或经验的方法。本书就一些有代表性的公式较为详细地介绍了其推导过程，希望读者从中领会学习通过半经验与经验途径处理问题的方法。正因为研究问题的复杂，不同的学者处理问题的出发点和依据的资料不同，对同一问题得到的公式也各不相同，这也从一个侧面反映了本学科的不成熟。对于书中介绍的众多公式，并不要求一一背诵，而应将注意力放在弄清其物理概念，分析其影响因素，注意其建立条件和适用范围等方面，切忌盲目照搬。选定公式后进行计算时，要留意有关变量的量纲及其相互关系，不可随心所欲地取用单位。在解决实际问题时，必须依据辩证唯物主义的观点和方法，从实际出发，重视和掌握第一手资料，对所研究问题的各个方面进行全面的了解。在此基础上抓住主要因素进行理论分析和数学推导，求得相应的公式或结论，然后再回到实践中去，根据实际资料来检验所得结论的正确性，并逐步修正自己的结论，如此不断反复，不断提高。

本教材是根据“河流动力学”教学大纲编写的。内容取舍和章节安排力求符合专业特点。鉴于有关水流结构与河道水流的内容已分散到各有关部分，不另列专章，故本书共分三个单元。第一单元为泥沙运动基本规律，包括泥沙特性、推移质运动、悬移质运动和异重流；第二单元为河床演变特性，包括河床演变基本原理、不同类型河段如弯道、汊道、浅滩的河床演变和潮流河口的河床演变；第三单元为河床演变分析及河床变形计算。在教学过程中，可根据具体情况有所侧重。第三单元属河床变形预测的范畴，为叙述方便并考虑到内容的连贯，将河床演变分析纳入第五章，第七章则专门介绍河床变形计算。应该注意的是，河工模型试验和河床演变分析及河床演变计算一样，是预测河床演变的重要手段，其具体做法将在“模型试验和量测技术”的课程中另行介绍。

思 考 题

1. 为什么说河流永远处于发展变化之中？

2. 泥沙运动在河床演变中有什么作用?
3. 河流动力学与港口航道及海岸工程有什么关系?
4. 我国古代在治水方面有哪些著名的成就?
5. 学习本课程时要注意些什么问题?

第一章 泥沙特性

由于水流条件的变化,有时水流挟带的泥沙沉积于河床,有时水流从床面上攫取泥沙,从而造成河床淤积或冲刷,引起河床演变。泥沙运动在其中扮演着重要角色。因此,泥沙运动规律是河流动力学研究的重要内容之一。

要研究泥沙运动规律,首先应了解泥沙的基本特性,它包括几何特性(泥沙颗粒的形状、大小及群体泥沙的组合特性)、重力特性(泥沙颗粒的容重与淤积泥沙的干容重)和水力特性(泥沙颗粒的沉降速度)。此外,对于细颗粒泥沙,还有物理化学特性;对于粘性土壤,还有生物化学特性。

本章介绍泥沙的主要特性及其计算方法。

第一节 泥沙的几何特性

一、泥沙的粒径

河流中泥沙的形状各式各样。常见的砾石、卵石,外形比较圆滑常呈椭球状。沙类和粉土类泥沙外形不规则,尖角和棱线都比较明显。粘土类泥沙一般都是棱角分明,外形十分复杂。

泥沙颗粒的大小,通常用泥沙的直径来表示。由于泥沙颗粒形状不规则,不易确定其直径,理论上采用等容粒径。所谓等容粒径,就是体积与泥沙颗粒相等的球体的直径。设某一颗泥沙体积为 V ,则其等容粒径 D 为

$$D = \left(\frac{6V}{\pi}\right)^{1/3} \quad (1-1)$$

等容粒径简称为粒径,常用单位为 mm,对较大的粒径也可用 cm 作单位。

此外,泥沙的粒径也可用其长轴 a 、中轴 b 及短轴 c 的算术平均值或几何平均值表示,其中算术平均值为

$$D = \frac{1}{3}(a + b + c) \quad (1-2)$$

而几何平均值则是假定把泥沙看成椭球体,因椭球体的体积为 $\pi abc/6$,而球体的体积为 $\pi D^3/6$,令两者相等,可得几何平均值为

$$D = \sqrt[3]{abc} \quad (1-3)$$

即椭球体的等容粒径为其长、中、短轴的几何平均值;就一般沙粒而言,可认为二者近似相等。对较粗天然沙粒测量结果表明,沙粒的中轴长度,和其长、中、短三轴的几何平均值接近而略大。这就为用沙粒的中轴长度来代替等容粒径提供了依据。

在实际工作中,有时仅对单颗粒的卵石、砾石直接量得它的长、中、短三轴长度,再求其平均值,对于其他较细颗粒泥沙则不可能也没有必要用上述方法来确定泥沙的粒径。通常都采用筛析法或水析法(如比重计法、粒径计法等)来近似地确定泥沙的粒径。这些方法在水文学、

土力学中均有介绍。但应注意,用这些方法测得的泥沙粒径,既不是严格的等容粒径,也不是平均粒径,而只是等容粒径的近似值。

根据泥沙粒径大致符合对数正态分布的性质,克伦宾(W. C. Krumbein)提出用 ϕ -分级法表示泥沙的粒径,其表达式为:

$$D = 2^{-\phi} \text{ 或 } \phi = -\log_2 D \quad (1-4)$$

式中: D 为粒径(mm); ϕ 为指数。

应用该方法,可以用不大的 ϕ 值变化表示相当大的粒径范围。表 1-1 是 ϕ 值与 $D(\text{mm})$ 的对应关系,由表可见,后一粒径为前一粒径之半, ϕ 值从 $-3 \sim 7$ 可以表示从 $8 \sim 0.008 \text{ mm}$ 的粒径范围。现在这种表示粒径的方法已被海洋部门广泛采用。

ϕ 值与粒径 D 的关系

表 1-1

ϕ	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5	6	7
$D(\text{mm})$	8.00	4.00	2.00	1.00	0.50	0.25	0.125	0.063	0.032	0.016	0.008

根据泥沙颗粒的大小,可对泥沙进行分类,各类泥沙的粒径可参考表 1-2。由表可见,各类泥沙的分界数字为 $1/200 \sim 1/20 \sim 2 \sim 20 \sim 200$ 。泥沙又可分为泥、沙、石三大类,其中粘粒、粉沙属泥;沙粒属沙;砾石、卵石、漂石属石。

泥沙颗粒分级标准(我国水利工程界分类)

表 1-2

粘粒	粉沙	沙粒	砾石	卵石	漂石
0.005	0.05	2	20	200	粒径(mm)

二、沙样组成与粒配曲线

河流中的泥沙是由大小不等的颗粒所组成,各种颗粒的含量也不相等,为了表示泥沙的组成特性,通常利用粒配曲线。其作法是通过颗粒分析(包括筛分和水析),求出沙样中各种粒径泥沙的重量,算出小于各种粒径的泥沙总重量,然后在半对数坐标纸上,将泥沙粒径 D 绘于横坐标(对数分格)上,小于该粒径的泥沙在全部沙样中所占重量百分数 p 绘于纵坐标(普通分格)上,绘出的 $D \sim p$ 关系曲线即为所求的粒配曲线,见图 1-1。

从泥沙粒配曲线上,不但可以了解沙样中泥沙颗粒的粒径大小和变化范围,还可了解沙样组成的均匀程度。如图 1-1 所示,曲线 a 与 b 坡度较陡,表示沙样内颗粒组成比较均匀,且沙样 a 颗粒较粗,沙样 b 颗粒较细;曲线 c 坡度较缓,表示沙样各组粒径泥沙的数量接近,泥沙组成很不均匀,粒径变化范围很大;曲线 d 表示沙样组成很均匀,粒径变化范围小。

为了使用方便,常采用某些定量特征值来表示沙样的粒径大小及其均匀程度,如中值粒径 D_{50} 、平均粒径 D_m 和非均匀系数等。

中值粒径 D_{50} 是常用的特征值,它表示大于和小于该种粒径的泥沙重量各占沙样总重量的 50%,其求法是在粒配曲线的纵坐标上找出 $p = 50\%$,其对应的横坐标即为 D_{50} 。

沙样的平均粒径 D_m ,是沙样内各泥沙粒径组的加权平均值。其作法是:将粒配曲线的纵坐标(p)按其变化情况分成若干组,并在横坐标(D)上定出各组泥沙相应的上、下限粒径 D_{max}

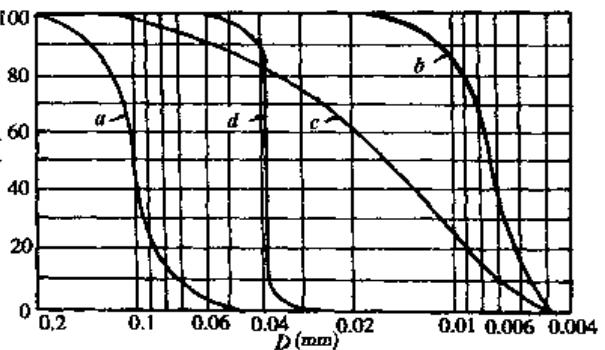


图 1-1 泥沙粒配曲线

和 D_{\min} 以及各组泥沙在整个沙样中所占重量百分数 Δp_i , 然后求出各组泥沙的平均粒径 $D_i = (D_{\max} + D_{\min})/2$, 或 $D_i = (D_{\max} + D_{\min} + \sqrt{D_{\max} + D_{\min}})/3$, 再按下式求出其平均粒径:

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{\sum_{i=1}^n \Delta p_i} \quad (1-5)$$

式中: n ——所划分的组数。

平均粒径 D_m 与中值粒径 D_{50} 之间的关系, 可近似以下式表示

$$D_m = D_{50} e^{\sigma^2/2} \quad (1-6)$$

式中: σ ——沙样粒径分配的均方差,

$$\sigma = \ln \sqrt{\frac{D_{84.1}}{D_{15.9}}} \quad (1-7)$$

当沙样为均匀沙即 σ 为零时, $D_m = D_{50}$ 。一般沙样总是不均匀的, 即 σ 总大于零, 因此天然沙的平均粒径 D_m 常大于中值粒径 D_{50} 。

沙样的均匀程度可用 σ 或其取对数前的主体部分 $\sqrt{D_{84.1}/D_{15.9}}$ 来衡量。也可用分选系数 S_0 (或称非均匀系数)表示, 其值为

$$S_0 = \sqrt{\frac{D_{75}}{D_{25}}} \quad (1-7)$$

式中: D_{75} 和 D_{25} 分别为对应于粒配曲线上 $p = 75\%$ 和 $p = 25\%$ 的粒径。

若分选系数 S_0 等于 1, 则沙样非常均匀; 愈大于 1, 则愈不均匀。

三、泥沙的孔隙率

泥沙中孔隙的容积占沙样总容积的百分比称为孔隙率。泥沙孔隙率因沙粒的大小及均匀度、沙粒的形状、沉积的情况以及沉积后受力大小及历时长短而有不同。

对各类泥沙孔隙率的分析结果表明, 粗沙的孔隙率一般为 39% ~ 40%, 中沙为 41% ~ 48%, 细沙则为 44% ~ 49%。泥沙孔隙率的下限比较稳定, 平均在 0.40 左右。如果沙土中夹杂有少量粘土, 孔隙率可以增加到 50% ~ 54%。细颗粒泥沙往往比粗颗粒泥沙含有更多的孔隙。这是由于细颗粒的表面面积相对较大, 使得颗粒间的摩擦、吸附及搭成构架的作用增大的缘故。小于 0.005mm 的泥沙在沉淀时如形成絮凝结构, 孔隙率可高达 90%。

粒径均匀的泥沙的孔隙率最大。这是因为, 对于组成不均匀的泥沙来说, 粗颗粒泥沙间的孔隙可以由细颗粒泥沙来填塞。根据试验结果, 大小不一的圆球混合体的孔隙率可小到 15%。

形状对孔隙率有较大的影响, 这是因为搬运中的磨蚀作用将使泥沙颗粒更接近球体, 从而使孔隙率有减小的趋势。

泥沙沉积的方式对于泥沙的孔隙率也有很大影响。由于阻力的增加或床面形态的改变而使挟沙能力减少, 泥沙发生沉淀时, 在沉积面上仍然有沙粒跃移运动, 后者的冲击作用而引起的床面轻微的震动使落淤的泥沙有选择地镶嵌入最稳定的位置。这样所形成的沉积物结构十分密实, 可以承载沉重的荷重。如果泥沙含有很大的孔隙率, 由此形成的沉积物具有可移动的性质。黄河的河漫滩沉积物就因孔隙率的不同而有“铁板沙”与“晃滩沙”的区别。其原因可能与上述现象有关。

细颗粒泥沙在荷重作用下，其孔隙率随时间减少的压密过程将在下节介绍。

第二节 细颗粒泥沙的物理化学特性

一、电化学性质

悬浮在水中的细颗粒泥沙表面会发生各种物理化学作用，物理化学作用的强弱与颗粒比表面积的大小有关。所谓比表面积，就是颗粒表面积与其体积之比。对于球体，其比表面积 σ 的表达式为

$$\sigma = \pi D^2 / \left(\frac{\pi}{6} D^3 \right) = \frac{6}{D} \quad (1-8)$$

颗粒比表面积间接地反映了颗粒受到的物理化学作用与重力作用的相对大小。直径为 $1\mu\text{m}$ 的沙粒和直径为 1mm 的沙粒相比，其比表面积，前者为后者的 1000 倍。正因为细颗粒泥沙的比表面积很大，故颗粒表面的物理化学作用显得特别突出，从而对泥沙运动产生重要的影响。

自然界的水往往不十分纯，而是或多或少地带有一些电解质。细颗粒泥沙在含有电解质的水中，颗粒周围会形成双电层。通常细颗粒泥沙的主要成分是粘土矿物，它们在含有电解质的水中会发生两种可能：一是电解质中的离子吸附在泥沙颗粒表面；另一是泥沙颗粒表面的分子发生离解。不论哪种情况，一般都使泥沙颗粒表面带有负电荷。这种表面带负电荷的细颗粒泥沙在含有电解质的水中，由于静电引力的作用，吸引水中反号电荷（带正电荷）的离子，这种被牢固吸附在紧邻颗粒表面周围的反离子层称为吸附层（固定层）。吸附层的离子电荷不足以平衡颗粒表面的全部电荷，因此在吸附层外还有一层与颗粒表面电荷异号的反离子层，即所谓的扩散层。扩散层中的离子，一方面受颗粒表面吸引；另一方面又有分子热运动，有向外扩散的倾向。两方面的作用，形成扩散层的动平衡。颗粒表面离子层及其周围的反离子层（吸附层及扩散层）构成颗粒的双电层，双电层外属中性水，见图1-2。

颗粒表面的电荷不仅吸引异号离子，也吸引水分子。由于水分子具有极性，即水分子中的氢原子和氧原子不是均匀分布的，氢原子偏向一端，氧原子偏向另一端，这样，它就可以为静电引力所吸引。在泥沙颗粒表面负电荷的作用之下，靠近颗粒表面，在吸附层范围内的水分子便失去了自由活动的能力而整齐地、紧密地排列起来，这被称为粘结水。据测定，颗粒表面作用于粘结水的引力约为 1 万个大气压。在这样大的压力下，粘结水的密度达到 $1.2\sim 2.4\text{g}/\text{cm}^3$ ，平均为 $2\text{g}/\text{cm}^3$ 。由这样紧密地挤压在一起的水分子组成的粘结水，在力学性质上与固体物质相同，具有极大的粘滞性、弹性和抗剪强度。它也没有传递静水压力的能力。围绕在粘结水外面，在扩散层范围内的水分子因距颗粒表面较远，受到的引力较小，水分子的排列比较疏松，仅有轻微的定向。这部分水被称为粘滞水。粘滞水的密度虽没有粘

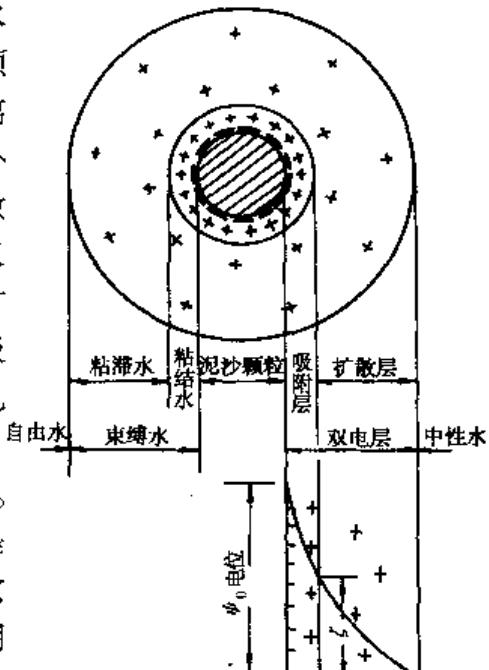


图1-2 颗粒周围双电层及束缚水示意图

结水那么大,但仍比普通液态水的要大,为 $1.3\sim1.7\text{g/cm}^3$;它也具有较大的粘滞性和抗剪强度,不能传递静水压力。粘结水和粘滞水统称为束缚水。束缚水外的水分子几乎不再受静电引力的作用,在重力作用下能自由流动,称为自由水。

双电层的电位变化可由图1-2看出。当泥沙颗粒表面带负电荷后,就有一定的电位值,此电位值与扩散层外的自由电位之差称为热力学电位,或 ϕ_0 电位。在吸附层内,电位线性降落,所剩余的电位差,即吸附层与扩散层交界面的电位与扩散层外自由电位之差称为电动电位,或 ζ 电位。它在扩散层中按指数规律衰减。 ζ 电位直接决定了扩散层的厚度,因此,扩散层的厚度往往用 ζ 电位来代表。 ζ 电位的大小取决于颗粒表面的离子总数与吸附层内反离子数的差值。 ζ 电位的数值及双电层的厚度与水中电解质的离子浓度及价数有关。如果水中电解质反离子浓度增加,反离子向颗粒表面挤压,吸附层中反离子数增多,可更有效地平衡颗粒表面电荷,使 ζ 电位减小,双电层厚度也相应较小;相反,当离子浓度减小时,反离子向水中扩散,更多的反离子由吸附层进入扩散层, ζ 电位增加,双电层厚度也相应较大。如果水中电解质的反号离子比双电层中的反离子的价数高,就会发生离子交换。通常经过离子交换,双电层中反离子的价数增高,它们对颗粒表面上的离子的静电引力就加强,致使双电层的厚度减小。此时只需少量高价反离子即可平衡颗粒表面电荷,因而双电层厚度变薄, ζ 电位也相应变小。双电层的厚度即前面所说的束缚水的厚度。束缚水在颗粒周围形成了吸附水膜,其厚度一般为 $0.1\mu\text{m}$ 数量级,且随着颗粒的矿物组成和水的化学成分(水的pH值、离子的种类和浓度)等因素而变化,最大厚度可达 $2\mu\text{m}$ 。

双电层及吸附水膜的特性,对于细颗粒泥沙的性质及运动规律有重要的影响。当两个粘土颗粒相互接近时,会形成公共的吸附水膜与公共的扩散层。因颗粒表面带同号电荷,它们就互相排斥;另外,因颗粒间分子引力,即范德华(Van der Waals)力的作用,彼此又能互相吸引。所以,细颗粒在水中悬浮的状态要看这两方面合成的结果,其影响因素相当复杂。研究表明,当扩散层薄,颗粒间距较小时,粒间力表现为净引力,相邻的颗粒将彼此吸引而聚合在一起;当扩散层厚,颗粒间距较大时,粒间力表现为净斥力,相邻的颗粒将保持分散状态。分散的颗粒互相吸引,聚合成结构疏松、类似棉花团的较大团粒或团块(中间有很大的孔隙,包围密封了大量水分),称为絮团。而细颗粒泥沙在一定条件下彼此聚合的过程叫做絮凝。

二、压密过程与物理性质的变化

沙、砾石、卵石类粗颗粒泥沙一旦沉积到河底,实际上就不会再压密了。而细颗粒泥沙,特别是粘土颗粒则不是这样。由于絮凝作用,细颗粒在沉积时会连结成絮团,絮团与絮团会连结成集合体,集合体还会搭接而形成网架。絮凝的新沉积物是一个高度蜂窝状的结构,含水量很高,密度很低,如图1-3中的a)所示。这样的淤积物具有很低的抗剪强度或粘结力。

在自重或其他外力的作用下,最脆弱的集合体与集合体之间的连结将首先破坏,并改变沉积物结构达到较为密实的平衡状态b)。这样的淤积物具有较大的密度和粘结力。

进一步增加压力将使絮团之间的连结破裂,絮团集合体的形式不复存在,许许多多絮团重叠排列成层,如图1-3中的c)所示。

进一步增加压力则絮团将发生变形,使絮团间孔隙消失,淤积物成为颗粒密集排列的均匀结构,如图1-3中的d)所示。

粒径小于 0.03mm 的泥沙,与颗粒分散的泥沙相比,性质上有很多差异,有时称之为淤泥。天然细颗粒淤积物在重力作用下沉降至底部,由于水分逐渐消失,形成一种随着时间而变化的

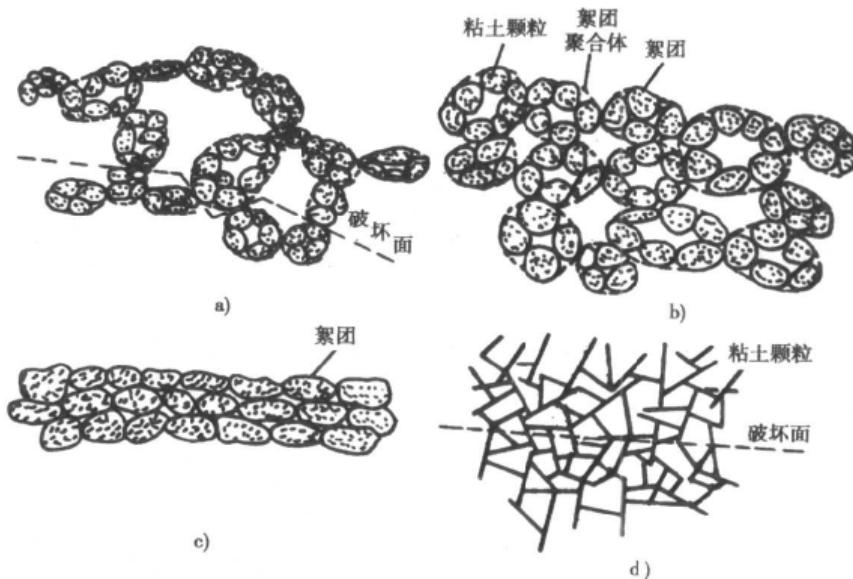


图 1-3 粘性泥沙在沉积固结过程中所形成的不同结构

材料,表现为液体、粘性体或固体。固结过程存在几个不同的阶段,可延续多年;起初水分排出较快,以后则愈来愈慢。单位体积细颗粒淤积物的干质量 ρ_s 随时间的变化可用下式表示:

$$\rho_s = \alpha \lg t + \beta \quad (1-9)$$

式中: t 为固结时间(h); α 为主要与粒径有关的参数; β 为与水质有关的参数。 α 与 β 的值随不同的固结状态而异。显然,同一细颗粒淤积物在不同固结状态下所具有的密度、粘结力、抗剪强度也将是不同的,甚至有极大的差别。相应地,它们抵抗冲刷的能力也将大不一样。

第三节 泥沙的重力特性

一、泥沙的容重与密度

泥沙颗粒实有重量(或质量)与实有体积之比称为泥沙的容重(或密度),常用符号为 γ_s (或 ρ_s)。泥沙密度的单位为 kg/m^3 或 t/m^3 。泥沙容重由其密度乘以重力加速度而得,采用国际单位为 N/m^3 或 kN/m^3 ,工程单位为 kgf/m^3 或 tf/m^3 。由于构成泥沙颗粒的母岩成分不同,泥沙密度也略有差别。但天然河流中,泥沙密度变化范围不大,通常在 $2.55 \sim 2.75 \text{t}/\text{m}^3$ (容重在 $25 \sim 27 \text{kN}/\text{m}^3$)之间,在实际工作中可采用其平均值, $\rho_s = 2.65 \text{t}/\text{m}^3$ 或 $\gamma_s = 26 \text{kN}/\text{m}^3$ 。

由于泥沙是在水中运动的,故它的运动状态既与泥沙的容重 γ_s 有关,又与水的容重 γ 有关。在分析计算中常出现相对数值 $(\gamma_s - \gamma)/\gamma$,为了方便起见,令

$$a = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (1-10)$$

若以 ρ_s 、 ρ 分别表示泥沙、水的密度,则

$$a = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad (1-11)$$

a 为无因次数,称为有效容重系数或有效密度系数,通常取 $a = 1.65$ 。

二、泥沙的干容重与干密度

组成河床的泥沙颗粒之间常有孔隙,孔隙中填满了水和空气。如取未经扰动的原状沙样,

量出它的体积,然后在烘箱内经100~105℃的温度烘干后,其重量(或质量)与原状沙样整个体积之比,称为泥沙的干容重(或干密度),常用符号分别为 γ'_s (或 ρ'_s)。干容重的单位为N/m³或kN/m³(工程单位为kgf/m³或tf/m³)。当研究河床冲淤变化,例如由冲淤数量求冲淤体积时,常需使用泥沙干容重(或干密度),它是确定泥沙冲淤体积的一个重要物理量。泥沙的干容重与泥沙的容重不同,它的变化幅度较大,这是由于泥沙颗粒间空隙变化较大的缘故。实际资料表明泥沙干容重(或干密度)的最大值可达16.66kN/m³(1.7t/m³),而最小值可低于2.94kN/m³(0.3t/m³)。

干容重 γ'_s 与淤积物孔隙率 e 的关系为 $\gamma'_s = \gamma_s(1 - e)$ 。资料表明, e 的下限比较稳定,平均在0.4附近。影响泥沙干容重大小的因素主要有泥沙颗粒大小、组成均匀程度、淤积深度、淤积历时。此外,还有泥沙的化学成分、淤积环境及水文条件等。

1. 泥沙粒径对干容重的影响

粒径较粗的泥沙干容重大,变化范围小;反之,粒径较细的泥沙干容重小,变化范围大。例如,由水库实测资料得到 D_{50} 与干容重(或干密度)的关系见表1-3。

D_{50} 与 γ'_s (或 ρ'_s)的关系

表1-3

D_{50} (mm)	0.005	0.02	0.08
γ'_s (kN/m ³)	5.49~13.23	9.02~15.68	13.72~16.66
ρ'_s (t/m ³)	0.56~1.35	0.92~1.60	1.40~1.70

产生这种规律性变化的原因是泥沙颗粒孔隙率的影响。通常,泥沙粒径愈小,颗粒间孔隙率愈大,干容重就愈小。此外,细颗粒泥沙在沉淀过程中常产生絮凝现象,其沉积物呈蜂窝状结构,孔隙较大,具有较大的压缩性,随着上层压力的增加和淤积历时的延长,越压越紧,因而干容重的变化范围大。而粗颗粒泥沙孔隙率较小,也没有蜂窝状结构,因而其干容重较大,沉淀后的压缩性较小,比较容易趋向稳定,所以干容重 γ'_s 的变化幅度较小。

水利电力部成都勘测设计院根据我国官厅、三门峡等9个水库表层淤积沙样,得干密度与粒径的关系:

$$\rho'_s = \begin{cases} 4.698 D_{50}^{0.1584} & (D_{50} < 3.5\text{mm}) \\ 2.43 D_{50}^{0.04379} & (D_{50} \geq 3.5\text{mm}) \end{cases}$$

式中: ρ'_s 为表层淤积泥沙干密度(t/m³); D_{50} 为中值粒径(m),根据该式可估算新淤泥沙的干密度。

2. 泥沙淤积厚度对干容重的影响

泥沙的淤积深度愈深,其干容重愈大,变化范围愈小;反之,淤积深度愈浅,其干容重愈小,且变化幅度愈大。例如,由官厅水库的实测资料,淤积深度为10m时,泥沙干容重的变化范围为14.4~15.2kN/m³;淤积深度为1m时,泥沙干容重的变化范围为7.15~12.7kN/m³。产生上述变化的原因是上层淤积的泥沙,以一定的压力施加于下层泥沙,使下层泥沙压缩;上层泥沙所受的压力较小,下层泥沙所受的压力较大,所以上层泥沙的干容重小于下层泥沙,而变化范围则大于下层泥沙。

3. 淤积历时对干容重的影响

干容重 γ'_s 随淤积历时的增加而趋向于一个稳定值,较粗颗粒如卵石、砾石及沙粒等($D > 0.1\text{mm}$),淤积历时不长,其干容重 γ'_s 就趋向稳定,且初始干容重与最终干容重比较接近;而细颗粒泥沙如粉沙和粘土等($D < 0.05\text{mm}$), γ'_s 趋向稳定所需的时间要长得多,初始干容重与最

终干容重相差甚远。有人根据在水库中观测的资料求得淤积物干密度随时间变化的经验关系式：

$$\rho'_{st} = \rho'_{sl} + K \lg T \quad (1-12)$$

式中： ρ'_{st} ——淤积物经过 T 年后的泥沙干密度 (kg/m^3)；

ρ'_{sl} ——第一年末的淤积泥沙干密度 (kg/m^3)；

T ——淤积年限；

K ——系数。

式(1-12)中， ρ'_{sl} 、 K 与淤积物粒径及水库运用情况有关。作为一般情况估计，当泥沙中值粒径分别为 0.001、0.01 与 0.1mm 时，干密度 ρ'_{sl} 分别可采用 700、1050 与 1400 kg/m^3 。

三、泥沙的水下休止角

在静水中的泥沙，由于摩擦力的作用，可以形成一定的倾斜面而不致塌落，此倾斜面的角度 ϕ 称为泥沙的水下休止角，其正切函数即为泥沙的水下摩擦系数 f ，即

$$f = \tan \phi$$

根据天津大学室内实验成果，角度 ϕ 与泥沙粒径有关(图 1-4)，其关系式为

$$\phi = 32.5 + 1.27D \quad (1-13)$$

式中： ϕ ——水下休止角($^\circ$)；

D ——泥沙粒径(mm)。

式(1-13)的试验范围为 $D = 0.2 \sim 4.37\text{mm}$ 。试验还表明，水下休止角不仅与泥沙粒径有关，也与泥沙粒配及形状有关，不同类型沙粒的水下休止角相差很大。

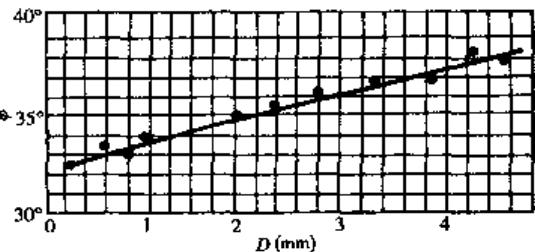


图 1-4 泥沙水下休止角 ϕ 与粒径 D 的关系

第四节 泥沙的水力特性

一、泥沙沉降的不同形式

泥沙比水重，在水中的泥沙颗粒将受重力作用而下沉。泥沙颗粒刚开始下沉时水流阻力较小，重力大于阻力，泥沙以加速度下沉，随着下沉速度的增大，抗拒下沉的水流阻力也增大，当颗粒的有效重力与所受的水流阻力相等时，加速度为零，终使下沉速度达到某一极限值，以后便匀速下沉。单颗粒泥沙在无限大静止清水水体中匀速下沉时的速度称为泥沙的沉降速度，简称沉速。因其数值主要与泥沙粒径的粗细有关，故也称为泥沙的水力粗度，常用符号 w ，单位为 cm/s 。

沉速是泥沙的重要特性之一，是研究泥沙运动尤其是悬移质运动时常用的参数，在实际工程中(如沉沙池设计、抛石护岸工程设计)也常使用它。

实践表明，泥沙颗粒在静水中下沉时其周围水体的绕流状态与沙粒雷诺数 $Re_D = wD/\nu$ 有关，式中 D 及 w 分别为泥沙的粒径及沉速， ν 为水的运动粘滞性系数。当 Re_D 较小(约小于 0.5)时，泥沙颗粒基本上沿铅垂线下沉，附近的水体几乎不发生紊乱现象(图 1-5)，这时的绕流状态属层流。当 Re_D 较大(约大于 1000)时，泥沙颗粒脱离铅垂线，沿螺旋形轨迹下沉，其周

围的水体布满漩涡,这时的绕流状态属于紊流。当 Re_D 介于 0.5~1000 之间时,泥沙沿摆动的轨迹下沉;颗粒首部为层流,尾部为紊流,绕流属过渡状态。

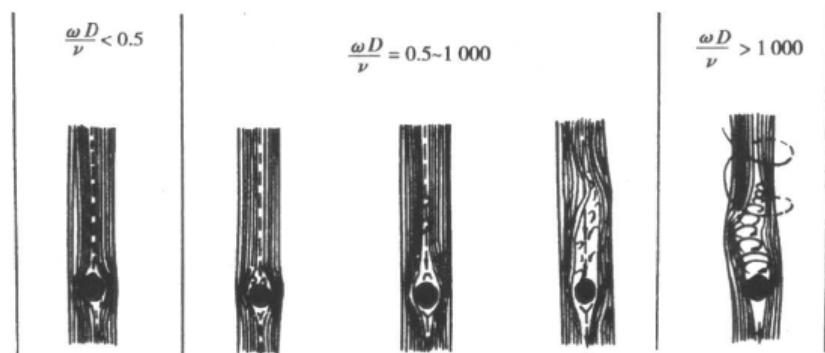


图 1-5 泥沙在静水中下沉时的绕流状态

二、球体的沉速

由于泥沙颗粒的形态各异,其沉速较复杂,为了便于理解,先从最简单的球体沉速进行探讨。单颗粒球体在无限水体中匀速下沉时,其沉降机理可视为对称绕流运动,其绕流阻力可表达为

$$F = C_D \frac{\pi}{4} D^2 \gamma \frac{\omega^2}{2g} \quad (1-14)$$

式中: D 为球体直径; C_D 为阻力系数,与沉降物体的形状、方位、表面粗糙度、水流紊乱强度,特别是沙粒雷诺数有关。通常 C_D 尚难通过理论计算求得,多通过试验确定。图 1-6 为球体的 $C_D \sim Re_D$ 关系曲线。

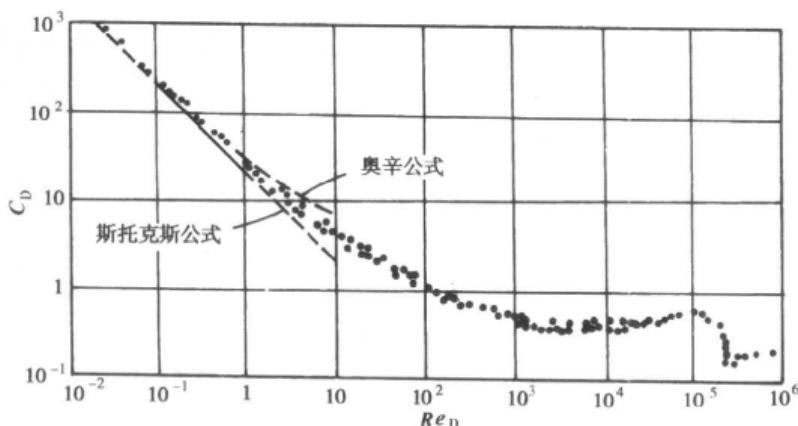


图 1-6 球体 $C_D \sim Re_D$ 关系曲线

在 $Re_D < 0.5$ 左右的层流状态, C_D 与 Re_D 呈直线关系。早在 1851 年,斯托克斯(G. G. Stokes)以粘滞性流体的一般运动方程式作基础,主要考虑粘滞项,忽略因水流质点加速度所引起的惯性项,从理论上推导出球体在层流区内所受的阻力为

$$F = 3\pi\rho\nu D\omega \quad (1-15)$$

由式(1-14)与(1-15)可得

$$C_D = \frac{24}{\omega D} \frac{\nu}{\rho} \quad (1-16)$$

即

$$C_D = \frac{24}{Re_D} \quad (1-17)$$

在匀速下沉时,阻力 F 应与球体在水中受到的有效重力 W 相等,后者可写为

$$W = (\gamma_s - \gamma) \frac{1}{6} \pi D^3 \quad (1-18)$$

取 $W = F$, 联解式(1-14)、(1-17)及(1-18), 可得层流区的球体沉速公式, 通称斯托克斯公式:

$$\omega = \frac{1}{18} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g \frac{D^2}{\nu} \quad (1-19)$$

由图 1-6 可见, 在 $Re_D < 0.5$ 的范围内, 式(1-16)与实际资料吻合良好, 从而证明了斯托克斯公式在层流区的阻力表达式(1-15)和沉速公式(1-19)是正确的。

由于斯托克斯关于层流区阻力表达式是在完全忽略惯性项的条件下导出的, 因而仅适用于 Re_D 很小的情况, 严格地说仅在 $Re_D < 0.1$ 时才适合。1910 年, 奥辛(C. W. Oseen)在一定程度上考虑了惯性项的作用, 修正了斯托克斯的阻力表达式, 其所导出的阻力系数为

$$C_D = \frac{24}{Re_D} \left(1 + \frac{3}{16} Re_D \right) \quad (1-20)$$

以后, 又有人作了进一步修正, 虽然他们的结果较斯托克斯公式适用的沙粒雷诺数稍大, 但通常当 $Re_D > 2$ 时, 现有的理论公式和实际资料都不甚相符。

当 $Re_D > 1000$ 时, 从图 1-6 可见, 绕流处于紊流状态, 即紊流区内阻力系数 C_D 与沙粒雷诺数 Re_D 无关, 而接近一常数值 0.45。将此值代入式(1-14)并与式(1-18)相等, 便可求出球体在紊流区的沉速公式为

$$\omega = 1.72 \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g D \quad (1-21)$$

在 $0.5 < Re_D < 1000$ 的范围属于绕流过渡区, 由水流质点加速运动所引起的惯性力逐渐大于粘滞力作用, 阻力系数和沙粒雷诺数呈曲线关系。 C_D 和沉速 ω 的关系可由式(1-14)与式(1-18)相等求得

$$C_D = \frac{4}{3} \frac{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D}{\omega^2} \quad (1-22)$$

或

$$\omega \approx \sqrt{\frac{4}{3 C_D}} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g D \quad (1-23)$$

由于 C_D 为 ω 及 D 的函数, 目前无合适的计算公式, 故还须借助实验资料(图 1-6 中的曲线)来确定 Re_D , 再计算沉速 ω 。

三、泥沙的沉速

以上推导的是球体的沉速公式。由于天然泥沙并非球体, 它在下沉时受到的阻力比球体的阻力大, 其阻力系数通常根据实验确定。关于泥沙沉速, 中外学者提出了不少计算公式, 现简介如下:

(一) 岗恰洛夫(В. Н. Гончаров)公式

1. 层流区($D < 0.15\text{mm}$):

$$\omega = \frac{1}{24} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g \frac{D^2}{\nu} \quad (1-24)$$

2. 紊流区 ($D > 1.5\text{mm}$):

$$\omega = 1.068 \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g D \quad (1-25)$$

3. 过渡区 ($0.15 < D < 1.5\text{mm}$): 岗恰洛夫对比了层流区与紊流区沉速公式的结构形式, 认为对过渡区来说, 几个主要变量的方次, 应介于层流区与紊流区之间。取 D 的方次为 1, $(\gamma_s - \gamma)/\gamma$ 的方次为 $2/3$, ν 的方次由 -1 逐渐增至 0, 考虑到量纲法则, 取过渡区沉速公式的结构形式为

$$\omega = \beta \frac{g^{2/3}}{\nu^{1/3}} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{2/3} D \quad (1-26)$$

式中: β 为无量纲系数, 是反映粒径和温度变化改变粘滞性影响的一个附加因素。岗恰洛夫整理阿尔汉格尔斯基(Б. А. Архангельский)试验资料, 得到

$$\beta = 0.0811 \lg \left[83 \left(\frac{3.7D}{D_0} \right)^{1-0.037T} \right] \quad (1-27)$$

式中: T 为水温, 以 $^{\circ}\text{C}$ 计; $D_0 = 0.15\text{cm}$, 为选定粒径。计算时 D 与 D_0 的单位应一致。

(二) 沙玉清公式

1. 层流区 ($D < 0.1\text{mm}$), 与岗恰洛夫公式完全一致:

$$\omega = \frac{1}{24} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g \frac{D^2}{\nu} \quad (1-28)$$

2. 紊流区 ($D > 2\text{mm}$):

$$\omega = 1.14 \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g D \quad (1-29)$$

3. 过渡区 ($0.1 < D < 2\text{mm}$): 沙玉清在研究泥沙沉速时, 引进了两个无因次判数, 一个名为沉速判数 S_a , 是沙粒雷诺数 $\omega D / \nu$ 及阻力系数 C_D 的函数:

$$S_a = \frac{\omega}{g^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/3} \nu^{1/3}} = \left(\frac{4}{3} \frac{\omega D}{C_D} \right)^{1/3} \quad (1-30)$$

另一个名为粒径判数 ϕ , 是沙粒雷诺数与沉速判数的函数:

$$\phi = \frac{g^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/3} D}{\nu^{2/3}} = \frac{\omega D}{S_a} \quad (1-31)$$

与沙粒雷诺数 $\omega D / \nu$ 及阻力系数 C_D 不同, 以上两个判数的特点是, 各自只包含一个主要变量 ω 或 D 。这样, 在建立他们的关系式之后, 进一步求 ω 或 D 时, 就无需试算。该关系根据实测资料而得: 在双对数坐标纸上点绘 S_a 与 ϕ , 在过渡区为一圆弧, 其经验方程为

$$(\lg S_a + 3.790)^2 + (\lg \phi - 5.777)^2 = 39 \quad (1-32)$$

沙玉清公式与岗恰洛夫公式基本上属于同一类型。但对过渡区的处理比较合理, 唯式 (1-29) 中的系数较实测资料偏大。

(三) 张瑞瑾公式

张瑞瑾根据阻力叠加原则, 认为在过渡区内泥沙颗粒下沉时所受的阻力可写为

$$F = K_2 \rho v D \omega + K_3 \rho D^2 \omega^2 \quad (1-33)$$

式中： K_2 和 K_3 均为无因次系数，与泥沙的形状有关。

泥沙下沉时的有效重力为

$$W = K_1 (\gamma_s - \gamma) D^3 \quad (1-34)$$

式中： K_1 为泥沙体积系数。

当泥沙颗粒匀速下沉时， $W = F$ ，求解关于 ω 的二次方程，可得

$$\omega = -\frac{1}{2} \frac{K_2}{K_3} \frac{\nu}{D} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \frac{K_2}{K_3} \frac{\nu}{D}\right)^2 + \frac{K_1}{K_3} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D}$$

若令

$$C_1 = \frac{1}{2} \frac{K_2}{K_3}, \quad C_2 = \frac{K_1}{K_3}$$

则得

$$\omega = \sqrt{\left(C_1 \frac{\nu}{D}\right)^2 + C_2 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D} - C_1 \frac{\nu}{D} \quad (1-35)$$

由阿尔汉格尔斯基的小颗粒泥沙实测资料和泽格日达、拉普辛、索德里等人的大颗粒泥沙实测资料，得出 $C_1 = 13.95$, $C_2 = 1.09$ ，因而可得

$$\omega = \sqrt{\left(13.95 \frac{\nu}{D}\right)^2 + 1.09 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D} - 13.95 \frac{\nu}{D} \quad (1-36)$$

值得指出，上述公式是由过渡区推导出来的，但通过实测资料验证，它们可同时适用于层流区和紊流区。在式(1-36)中，如果温度不变（因而 ν 不变），当粒径增大时，由于粘滞阻力的因素会逐渐减小，当粒径 D 超过一定限度（临界值），则粘滞阻力将小到可以忽略不计，只有紊动阻力起决定作用。当粒径 D 减小时，情况则相反。如果温度为 15℃，粒径 D 的前一临界值可视为 4mm，后一临界值可视为 0.1mm。

在紊流区（即 $Re_D > 1000$ ，或在常温下 $D > 4\text{mm}$ ）， $\frac{\nu}{D}$ 项可不计，由式(1-36)可得

$$\omega = \sqrt{1.09 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D}$$

故

$$\omega = 1.044 \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D} \quad (1-37)$$

在层流区（即 $Re_D < 0.5$ ，或在常温下 $D < 0.1\text{mm}$ ），力的平衡方程式简化为

$$K_1 (\rho_s - \rho) g D^3 = K_2 \mu D \omega$$

或

$$\omega = \frac{K_1}{K_2} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g \frac{D^2}{\nu}$$

因

$$C_1 = \frac{K_2}{2K_3}, \quad C_2 = \frac{K_1}{K_3}$$

故

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{C_2}{2C_1} = 0.039$$

由此得

$$\omega = 0.039 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g \frac{D^2}{\nu} \quad (1-38a)$$

或

$$\omega = \frac{1}{25.6} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g \frac{D^2}{\nu} \quad (1-38b)$$

由式(1-37)及(1-38)所得结果与式(1-36)所得结果十分接近。

(四) 窦国仁公式

窦国仁在研究泥沙颗粒下沉时,发现随着雷诺数的增大,沙粒顶部的分离区不断扩大,分离角相应增加(图 1-7)。他同样采用了层流阻力与紊流阻力相叠加的原则,得到阻力的关系如下

$$F = 4\pi\rho v D \omega \left(1 + \frac{3}{16} Re_D \right) \frac{1}{2} (1 + \cos\theta) + C_D \frac{\pi}{4} D^2 \sin^2 \theta \cdot \gamma \frac{\omega^2}{2g} \quad (1-39)$$

式中等号右侧第一项为层流阻力,系根据奥辛的球体层流阻力公式 $3\pi\rho v D \omega \left(1 + \frac{3}{16} Re_D \right)$ 乘以 $4/3$,以换算为泥沙的层流阻力; θ 为绕流出现分离时的分离角(见图 1-7), $\frac{1}{2}(1 + \cos\theta)$ 为分离角范围以外的球体的表面积与整个圆球的表面积之比。即在过渡区中,仅分离角范围以外的球体表面积承受层流阻力。等号右侧第二项为紊流阻力; C_D 为阻力系数,对于泥沙取为 1.2。 $D \sin\theta$ 为分离角范围内球冠的投影面积的直径。即在过渡区内紊流阻力仅作用在这一部分截面上,截面积等于 $\frac{\pi D^2 \sin^2 \theta}{4}$ 。当 θ 为 0 时, $\sin\theta = 0$, 紊流阻力不复存在; 当 $\theta > \pi/2$ 时, 投影面积不再增大, $\sin\theta = 1$ 。

窦国仁假定分离角 θ 的大小与沙粒雷诺数有关,并存在如下关系,

$$\theta = \lg(4Re_D) \quad (1-40)$$

式中 θ 的单位为弧度。上式是这样得到的:由观察知 θ 随 Re_D 的增大而增大,增长率随 Re_D 的增大而减小。假定: $\frac{d\theta}{dRe_D} = \frac{A}{Re_D}$; 解此微分方程,并根据实验得到两个边界条件,即 $Re_D = 0.25$ 时, $\theta = 0$; $Re_D = 350$ 时, $\theta = \pi$,据此决定积分常数和系数 A ,即可得式(1-40)。

泥沙颗粒在水中的有效重量为

$$W = (\gamma_s - \gamma) \frac{\pi D^3}{6} \quad (1-41)$$

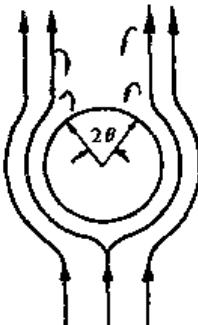


图 1-7 分离角示意图

当泥沙在水中匀速下沉时, $F = W$, 据此可得过渡区的沉速公式为

$$\omega = \left(\frac{4}{3} \frac{32}{Re_D} \left(1 + \frac{3}{16} Re_D \right) \frac{1}{2} (1 + \cos\theta) + 1.2 \sin^2 \theta \right)^{1/2} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D} \quad (1-42)$$

尽管天然泥沙,特别是较细颗粒的泥沙与球体相差甚远,分离角及与此相联系的几何关系与实际情况有出入,但式(1-42)作为对过渡区阻力物理性质的探讨还是可取的。但公式右边含有沙粒雷诺数,所以必须进行试算,或制成专门的表格才能由 D 求出沉速 ω 。上式的资料范围为 $Re_D = 0.25 \sim 350$,当 $T = 15^\circ\text{C}$ 时,相应的泥沙粒径 $D = 0.2 \sim 2.0\text{mm}$ 。

我国原水利电力部规范推荐的泥沙粒径与沉速关系式为:在层流区($D \leq 0.1\text{mm}$),直接采用斯托克斯公式,即式(1-19);在紊流区($D > 1.5\text{mm}$),采用岗恰洛夫紊流区公式,即式(1-25),但该式的系数改为 1.057;在过渡区($0.15\text{mm} \leq D \leq 1.5\text{mm}$),采用下列岗恰洛夫早期过渡区公式:

$$\omega = 6.77 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} D + \frac{\gamma_s - \gamma}{1.92\gamma} \left(\frac{T}{26} - 1 \right) \quad (1-43)$$

式中: T 为水温,以 $^\circ\text{C}$ 计; D 以 mm 计; ω 以 cm/s 计。层流区与过渡区之间的空白部分(0.1mm

$D < 0.15\text{mm}$)按线性内插求得。

在许多情况下,泥沙沉速反映着泥沙在与水流相互作用时对机械运动的抗拒能力。沉速愈大,则沉淀的倾向愈强。因此,沉速是泥沙的重要特性之一。

四、其他因素对沉速的影响

以上探讨的是在静止的清水中单颗粒泥沙的沉降速度。在天然河流中,问题要复杂得多,例如河水是流动的,水中通常都含有泥沙,沿海河口地区水中含有盐分,在有污染的地区水中还含有各种有机质等。这些因素必然会影响泥沙颗粒的沉速,因而需对上面的公式进行一定的补充和修正。但是对这些问题目前研究得还不够,在许多问题上还有不同的意见,现将主要影响因素简介如下。

(一) 泥沙的形状对沉速的影响

对于细颗粒的沙土、粉土等,因颗粒形状不易测量,考虑形状影响没有实际意义。但对砾石、卵石和块石等来说,一方面由于其形状较易测量,另一方面对沉速的影响也较大,故有必要考虑这种影响。

许多学者的研究都表明,球体、圆盘、圆锥体、棱体等不同形状的颗粒在水中下沉时所受到的阻力是不同的。设颗粒长、中、短轴分别为 a 、 b 、 c ,则颗粒沉降方向与短轴方向一致。根据罗曼诺夫斯基(B.B. Романовский)紊流区的实测沉速资料,以几何平均直径 $\sqrt[3]{abc}$ 表示粒径 D ,求得阻力系数 C_D 与形状系数 c/\sqrt{ab} 的经验关系式为

$$C_D = 0.45 \left(\frac{c}{\sqrt{ab}} \right)^{-4/3} \quad (1-44)$$

将 C_D 值代入式(1-23)中,得到考虑形状影响后的沉速公式为

$$\omega = 1.72 \left(\frac{c}{\sqrt{ab}} \right)^{2/3} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g D \quad (1-45)$$

对于球体, $c/\sqrt{ab} = 1$, 上式结果与紊流区的球体沉降速度完全相同。从式(1-44)与(1-45)可见,对于几何平均粒径 D 相同的不同石块,形状愈扁平,则 c/\sqrt{ab} 愈小,阻力系数 C_D 愈大,其沉速愈小。

(二) 水质对沉速的影响

前面讨论的是单颗粒泥沙在静止的蒸馏水或去离子水中下沉时的沉速。而实际河水并非如此纯净,水中含有复杂的化学成分,对泥沙在静水中的沉速会产生很大的影响。

水质对沉速的影响主要是对 $D < 0.03\text{mm}$ 的细颗粒泥沙而言的。在一般河水中,这种细颗粒泥沙往往并非单独下沉,而可能产生所谓絮凝现象,结成絮团下沉,其实际沉降速度远大于单个基本颗粒的沉速。絮凝现象产生的机理已如前述,现简要介绍其影响因素。

1. 影响絮凝现象的第一个因素是泥沙粒径。泥沙愈细,其比表面积愈大,颗粒聚集成絮团的作用愈强,相对于基本颗粒而言,形成的絮团愈大。

2. 影响絮凝现象的第二个因素是水中电解质的离子浓度与价数。如前所述,水中反离子浓度较小,扩散层的厚度就较大,沙粒的分散状态就比较稳定;反之,水中反离子浓度较大,扩散层厚度就较小,沙粒容易絮凝。反离子对沙粒的絮凝作用,与反离子的价数有密切关系。反离子的价数高,絮凝作用强。这是因为反离子的价数高,双电层的厚度小,就容易产生絮凝现象。

除了上述因素外,泥沙絮凝还与水中的含盐度、含沙量等有关。图 1-8 为几种不同含盐度的浑水,其絮团平均沉速随含盐度的变化。由图可见,在小含盐度的范围内,絮团的平均沉速

因含盐度的增加而迅速增大；当含盐度超过某一数值后，含盐度的进一步增加，对平均沉速的影响不大。含沙量越大，曲线转折处相应的含盐度越小。由图可见，在含盐度超过10‰后，不同情况的絮凝沉速相差不大，一般在0.4~0.5mm/s左右。

(三) 含沙量对沉速的影响

含沙量对沉速的影响因颗粒的粗细不同而各异。粗颗粒泥沙在下沉时处于分散状态，流体的粘滞性并不因含沙量的增大而发生改变。含沙量对沉速的影响主要由颗粒下沉时引起的向上水流和激起的紊动造成。此外，因浑水容重加大而引起的沙粒有效重力减小也有重要影响。这些都将使泥沙沉速减小。

对细颗粒($D < 0.03\text{mm}$)泥沙而言，除上述因素外，由于细颗粒泥沙和水中电解质的电化学作用，将发生絮凝现象。细颗粒泥沙形成絮团，沉速随含沙量增大而逐渐加大，直到 $15\text{kg}/\text{m}^3$ 左右为最大；含沙量超过 $15\text{kg}/\text{m}^3$ 后，沉速随含沙量增大而减小。此时絮凝作用进一步发展，絮团间联结成具有网架结构的絮网。泥沙在下沉过程中，水流穿过絮网结构中的缝隙曲折上行，阻力大为增加，沉速显著减小。

含沙量对沉速的影响是一个复杂的过程，尽管很多学者对此作了大量研究，但解决得还不够彻底。此处介绍巴切勒(G.K. Batchelor)公式，供分析计算时参考。

巴切勒用统计理论考虑均匀球体在水中沉降时的相互影响，对非粘性均匀沙得出如下公式：

$$\omega_s = \omega(1 - 6.55S_v) \quad (1-46)$$

式中： S_v ——体积比含沙量；

ω_s ——含沙量为 S_v 时的均匀沙沉速；

ω ——清水单颗粒沉速。

式(1-46)适用于 $S_v < 0.05$ (或 $S < 130\text{kg}/\text{m}^3$)，且只适用于非粘性粗颗粒泥沙在其本身悬浮液中的沉降情况。

五、泥沙粒径与沉速关系表

以上我们对不同绕流状态(层流、紊流、过渡区)下泥沙沉速 ω 的计算作了探讨，并介绍了一些公式。沙玉清根据实测资料得到了泥沙的沉速与粒径、水温的关系，其结果见表1-4。表中还列出了水的运动粘性系数 ν ，以方便使用。表中 ν 的单位为 cm^2/s 。对于沉降处于紊流区的粗颗粒，粘性影响很小，沉速只同粒径有关。

天然泥沙的沉速(沙玉清结果)

表 1-4

流 区	粒径 $D(\text{mm})$	沉 速 $\omega(\text{mm}/\text{s})$				
		$T = 0^\circ\text{C}$ $\nu = 0.01785$	$T = 10^\circ\text{C}$ $\nu = 0.01306$	$T = 20^\circ\text{C}$ $\nu = 0.01003$	$T = 30^\circ\text{C}$ $\nu = 0.0080$	$T = 40^\circ\text{C}$ $\nu = 0.00653$
层流区	0.005	0.00946	0.0129	0.0167	0.0208	0.0256
	0.006	0.0136	0.0185	0.0240	0.0299	0.0367
	0.007	0.0185	0.0252	0.0327	0.0407	0.0500
	0.008	0.0242	0.0329	0.0426	0.0531	0.0652

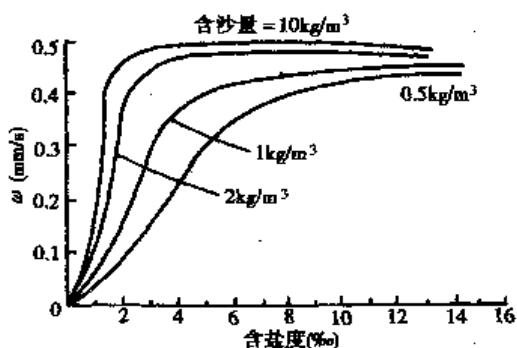


图 1-8 含盐度对沉速的影响

续上表

流 区	粒径 D (mm)	沉 速 ω (mm/s)				
		$T = 0^\circ\text{C}$ $\nu = 0.01785$	$T = 10^\circ\text{C}$ $\nu = 0.01306$	$T = 20^\circ\text{C}$ $\nu = 0.01003$	$T = 30^\circ\text{C}$ $\nu = 0.0080$	$T = 40^\circ\text{C}$ $\nu = 0.00653$
层流区	0.009	0.0306	0.0416	0.0540	0.0674	0.0826
	0.01	0.0379	0.0514	0.0667	0.0832	0.102
	0.015	0.0851	0.110	0.150	0.187	0.230
	0.02	0.152	0.206	0.267	0.333	0.409
	0.025	0.237	0.322	0.417	0.520	0.639
	0.03	0.341	0.463	0.601	0.748	0.918
	0.035	0.464	0.630	0.817	1.02	1.25
	0.04	0.604	0.822	1.07	1.33	1.63
	0.05	0.946	1.29	1.67	2.08	2.76
	0.06	1.36	1.85	2.40	3.17	3.75
	0.07	1.85	2.52	3.50	4.08	5.06
	0.08	2.42	3.41	4.41	5.13	6.07
	0.09	3.06	4.19	5.55	6.18	7.48
	0.1	3.70	4.97	6.12	7.35	8.55
过渡区	0.15	7.69	9.90	11.8	13.7	15.5
	0.2	12.3	15.3	17.9	20.5	23.0
	0.25	17.3	21.0	24.4	27.5	30.2
	0.3	22.3	26.7	30.8	34.4	37.6
	0.35	27.4	32.8	37.1	41.4	45.5
	0.4	32.9	38.7	43.4	48.6	52.7
	0.5	43.3	50.6	56.7	61.9	67.1
	0.6	54.3	62.6	69.2	75.0	81.0
	0.7	65.2	74.2	81.2	88.5	95.2
	0.8	75.0	85.5	93.7	102	108
	0.9	85.5	96.0	106	114	121
	1.0	95.2	107	117	125	133
	1.5	143	160	172	177	177
	2.0	190	205	205	205	205
紊流区	粒径 D (mm)	沉速 ω (mm/s)	粒径 D (mm)	沉速 ω (mm/s)	粒径 D (mm)	沉速 ω (mm/s)
	2.5	229	7.0	383	25.0	725
	3.0	251	8.0	409	30.0	794
	3.5	271	9.0	435	35.0	856
	4.0	290	10.0	458	40.0	916
	5.0	324	15.0	561	50.0	1025
	6.0	355	20.0	648	60.0	1121

思 考 题

1. 泥沙粒径有哪些表达形式？
2. 试分析粒配曲线图上沙样曲线组成的相对均匀程度。
3. 比表面积指什么？它有何重要意义？
4. 什么是双电层与结合水？双电层的厚度与液体中反离子浓度有何关系，对絮凝有何影响？
5. 何谓泥沙干容重？它受哪些因素的影响？
6. 什么是泥沙的沉速？球体沉速与等容泥沙的沉速是否相同？为什么？
7. 泥沙沉速在层流、紊流、过渡区中的计算公式有何不同？如何判别这三种绕流状态？
8. 窦国仁建立沉速公式的基本出发点是什么？该公式的优缺点如何？
9. 原水利电力部规范推荐的沉速计算公式有哪些？
10. 什么是絮凝现象？影响絮团沉速的因素有哪些？

第二章 推移质运动

推移质泥沙在河床附近运动，常与床面泥沙相互交换，时而由静止转为运动，时而由运动转为静止，伴随着推移质运动，床面还出现沙波。床面附近的这种泥沙运动及相应的床面形态，影响着河床对水流运动的阻力，水流运动阻力的改变又反过来影响泥沙运动。从另一个侧面来看，研究推移质运动规律，主要目的是建立推移质输沙率公式，从而确定在不同水流条件下的推移质输沙数量。推移质输沙率公式的建立，与泥沙运动的形式、泥沙的起动、沙波运动以及河道阻力等问题密切相关。因此，要研究推移质泥沙运动及其输沙率，首先必须了解泥沙的起动、沙波运动以及河床阻力等。本章将讨论与推移质泥沙运动有关的这些问题。

第一节 泥沙运动的形式

对河流中泥沙运动现象的观察表明，泥沙在水流中的运动形式，与其本身粒径的大小、在河床上所处的位置以及水流条件等因素有关，可以区分为推移质和悬移质两大类型。其中推移质又分为接触质、跃移质和层移质三种。

当水流速度足以使河床上的泥沙颗粒发生运动时，突出在床面上的颗粒，便开始以滑动或滚动的形式向前运动。这种滑动或滚动的泥沙，在运动中始终保持与床面接触，所以叫接触质。接触质在推移质中为数不多，其运动形式见图 2-1b)。

当滚动的泥沙颗粒运动到某种有利的位置时，其所受上举力会突然加大，受到这种突然冲击力作用的泥沙，就会从床面跳起来。泥沙升离床面以后，与速度较高的水流相遇，并被该水流挟带前进。当它运动一段距离以后，在重力或向下漩涡的作用下，又会回落到床面上。条件适宜时，回落的泥沙还可能重新跳跃起来，重复上述运动，有时还会使下落点附近的泥沙同时跃起前移。这种在床面附近以跳跃形式前进的泥沙，叫跃移质。其运动形式见图 2-1c)。跃移是推移质的主要运动形式。

在流速较低时，对于同一种河床组成物质来说，其接触质或跃移质的运动范围，仅限于河床表层以上大约 1~3 倍泥沙粒径的区域内，这一区域称为床面层。

当流速超过一定的数值后，水流紊动加强，水流中充满了大小不同的漩涡，跃移质在跳跃升起过程中可能遇到向上的漩涡。若漩涡尺度比泥沙粒径大，且漩涡的向上分速超过泥沙的沉速，泥沙将被漩涡带离床面而悬起，进入主流区，随主流前进。这种悬浮在水中，并在水流方向与水流以同样速度前进的泥沙，称为悬移质，见图 2-1d)。

由于河床由松散的颗粒材料构成，当水流速度超过某一限度以后，水流的作用不只限于河床表面。河床表层以下的泥沙，在水流拖曳力的作用下，将成层移动或滚动，运动速度由上而下逐次递减，此时的泥沙运动称为层移质，其位置见图 2-1e)。层移质是爱因斯坦(H. A. Einstein)、钱宁和拜格诺(R. A. Bagnold)等在高流速试验条件下，先后发现的，一般较为少见。

对上述现象的分析可见，推移质实质上是指在河底附近，以滚动、滑动、跳跃或层移形式前进，其速度远小于水流速度的泥沙。悬移质则是悬浮在水中运动，速度与水流速度基本相同的

泥沙。在水流所挟运的泥沙中,推移质属于比较粗的部分颗粒,而悬移质则是属于比较细的部分颗粒。泥沙颗粒运动的物理图景见图 2-1。

虽然悬移质与推移质运动形式不同,但在一般情况下,从河床至水面,泥沙的运动是连续的,悬移质与推移质之间以及它们与河床之间,泥沙不断地发生着交换。在同一水流条件下,推移质中较细的部分与悬移质中较粗的部分,构成彼此交错状态,前者主要以推移方式运动,但也可能表现为暂时的浮游;后者主要以悬浮方式运动,但也可能表现为暂时的滚动、滑动或跳跃前进。就同一个泥沙组成来说,在较弱的水流条件下,可以表现为推移质;在较强的水流条件下,可能表现为悬移质。也就是说推移质和悬移质之间并没有明显的分界线。

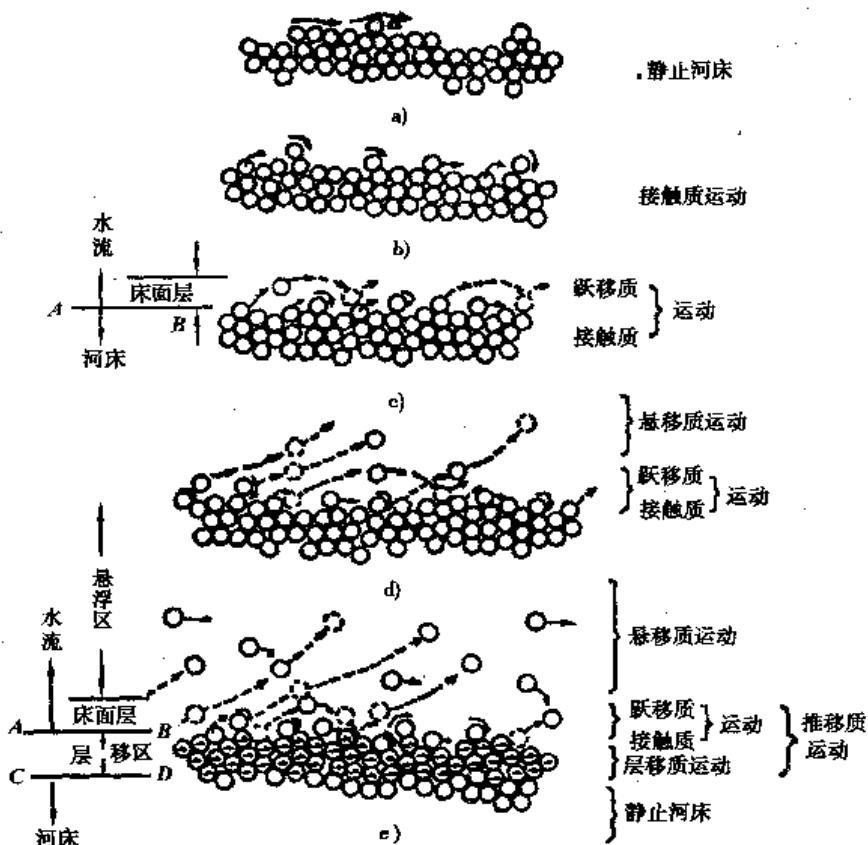


图 2-1 泥沙颗粒的不同运动形式

河床上的泥沙,在一定的水流条件下会发生运动;已经发生运动的泥沙,也可能在搬运一段距离以后沉淀下来,转化为床沙(即河床上静止的泥沙,又称河床质)。不仅床面层中运动的泥沙会和床沙发生交换,而且通过床面层中运动的泥沙作媒介,在悬移质与床沙之间也会有交换。这种交换过程是双向的,交换过程的方向可表达如下:

$$\begin{array}{ccc} \text{悬移区} & \text{床面层} & \text{河床} \\ (\text{悬移质}) & \longleftrightarrow & (\text{接触质及跃移质}) \longleftrightarrow (\text{床沙}) \end{array}$$

当存在层移运动时,在床面层与河床之间,又要通过层移区作为过渡:

$$\begin{array}{cccc} \text{悬移区} & \text{床面层} & \text{层移区} & \text{河床} \\ (\text{悬移质}) & \longleftrightarrow & (\text{接触质及跃移质}) & \longleftrightarrow (\text{层移质}) \longleftrightarrow (\text{床沙}) \end{array}$$

当遇到较大漩涡扫过床面时,悬移质可以不通过接触质或跃移质,而直接与床沙或层移质发生交换。由于各种不同运动形式泥沙之间的交换作用,单位水体中泥沙的含量(含沙量)在垂线上的分布成为一条连续曲线,上述现象就是泥沙交换过程的概貌。

虽然推移质和悬移质之间存在着交换而没有明显的分界线,这并不意味着泥沙的推移运

动与悬移运动只是泥沙运动的位置不同。实际上,它们之间存在着物理本质上的差别。这种差别主要体现在以下几个方面:

1.运动规律不同。推移质与悬移质运动中泥沙所受水流作用不一样,运动规律也不一样。推移质运动取决于泥沙在床面附近的受力情况;而悬移质运动既与其在床面附近受力情况有关,又与水流对其悬浮作用有关。对此,在本章第二、五节和下一章第二节中将分别作进一步的阐述。

2.能量来源不同。泥沙在水流中运动肯定要消耗能量,而能量的来源不外乎三个方面:一为水流的势能;二为水流的紊动能;三为泥沙颗粒的势能。推移质运动直接消耗水流的能量,水流所损失的这部分能量转化为推移质颗粒的动能,推移质输沙量越大,水流消耗的能量越大,也就是水流承受的阻力越大。而维持悬移质运动的能量并不直接取自水流的势能,而是取自紊动能。从能量转换的观点来看,紊动能是水流势能转换为热能过程中的一种过渡形式,是水流已经消耗掉了的能量的一部分。悬移质的存在固然会影响水流的紊动性质,从而影响水流的时均流动,但对水流能量损失的影响是间接的。

3.对河床作用不同。悬移质的存在增加了挟沙水流的容重,加大了水流的静水压力,并一直可传递到河床颗粒孔隙间的水体。推移质在运动中,颗粒不断碰撞,颗粒间进行动量交换,在与水流垂直的方向上产生粒间离散力,它支持了推移质的重量,离散力通过颗粒最后传递到河床,使河床受到一个向下的压力,从而加大了河床的稳定性。

对河流中运动的泥沙而言,推移质的数量一般都比悬移质的数量少,特别是冲积平原的大中型河流,悬移质数量一般为推移质数量的几十倍或更多。但是,由于推移质的运动与河床的冲淤变化息息相关,因此,研究推移质泥沙运动规律,对于水利工程和港口航道工程,其意义十分重要。

第二节 泥沙的起动

河床上静止的泥沙颗粒,随着水流条件的增强,到一定条件时开始运动,这种现象称为泥沙的起动。泥沙的起动是水运、水利工程中均要解决的问题。例如,在整治航道时,往往采用束窄河道、加大流速的办法,冲走航道中的部分泥沙,从而增加水深,满足通航要求。为了了解究竟要有多大的水流作用才能使泥沙运动,就要求我们弄清楚泥沙开始运动的水流条件。维持泥沙颗粒静止状态的平衡条件遭到破坏,床面泥沙由静止状态转变为运动状态的临界水流条件,就是所谓的泥沙的起动条件。

泥沙的起动条件可以用流速、拖曳力或功率来表示。用水流垂线平均流速来表示的,叫起动流速;用拖曳力表示的,叫起动拖曳力(起动切应力或起动剪切力);用水流功率表示的叫起动功率。目前在我国的工程实践中多采用起动流速的表达方式。

一、泥沙起动的判别标准

天然河流河床的泥沙组成非常复杂,颗粒的形状、大小、密度、方位及相互之间位置的排列组合等都千差万别;所受水流条件又具紊动性质。同一时刻河床各处泥沙受力不同,同一位置泥沙受力也在变化。因此,即使对平整河床的均匀沙也不是要动都动,要停全静;对非均匀沙来说,情况就更加复杂。对一定的水流条件,并不一定存在某一明确的临界粒径,超过这一粒径的泥沙都静止不动,小于该粒径的泥沙均在运动。就泥沙运动的空间分布而言,床面一些地

方的泥沙在运动,另一些地方的泥沙仍然静止;对于床面某一处而言,可能不时有泥沙冲刷外移,另一些时候泥沙则静止不动。以上现象说明床面泥沙的起动具有随机性。

由于泥沙起动是一种随机现象,这就给确定泥沙的临界水流条件带来了困难,究竟怎样判断泥沙是否起动,目前还没有一致的看法。这里介绍克雷默(H.Kramer)的方法。他提出推移质运动可分为四个阶段:

1. 无泥沙运动:床面颗粒全都静止;
2. 轻微的泥沙运动:在床面这里或那里有屈指可数的细颗粒泥沙处于运动状态;
3. 中等强度的泥沙运动:床面各处均有中等大小以下的沙粒在运动,其强度已大到无法计数;
4. 普遍的泥沙运动:各种大小的沙粒均已投入运动,引起床面外形的急剧改变。

显然,如分别按照后三种不同状态作为确定泥沙的起动标准,所得到的结果大不相同。即使采取同样的状态,不同的人对判断的尺度掌握不一,所得到的结果也不一样。因此,这种标准只具定性的意义。

为了使泥沙起动的判别能有某种定量的标准,许多学者作过尝试,其中窦国仁建议以瞬时底速 u_0 来作为衡量泥沙起动的水力指标。根据他的分析,克雷默提出的三种推移质运动状态,分别相当于三个不同的起动概率 p_e :

个别起动

$$p_{e1} = p[u_0 > u_{0c} = \bar{u}_{0c} + 3\sigma_{u_0} = 2.11 \bar{u}_{0c}] = 0.0014$$

少量起动

$$p_{e2} = p[u_0 > u_{0c} = \bar{u}_{0c} + 2\sigma_{u_0} = 1.74 \bar{u}_{0c}] = 0.0228$$

大量起动

$$p_{e3} = p[u_0 > u_{0c} = \bar{u}_{0c} + \sigma_{u_0} = 1.37 \bar{u}_{0c}] = 0.1585$$

其中: u_{0c} 为起动底速; \bar{u}_{0c} 为时均起动底速; σ_{u_0} 为瞬时底速 u_0 的均方差, $\sigma_{u_0} = 0.37 \bar{u}_{0c}$ 。

上面对泥沙起动的随机性质及起动的判别标准进行了扼要讨论,目的在于阐明这一现象的物理实质,使读者对后面将介绍的起动公式的性质有一定的认识。这些公式建立时多数没有考虑泥沙运动的随机性质。公式中的一些参数,是通过泥沙起动试验资料来确定的,试验时,泥沙起动的判别采用的是定性标准,各家选择的起动判别标准相差较大。

二、无粘性均匀沙的起动流速公式

研究表明,当水流经过由泥沙颗粒组成的河床时,将对沙粒产生促使它们运动的拖曳力和上举力。阻止泥沙运动的是重力;对很细泥沙而言,还有颗粒之间的粘结力。

首先考虑最简单的情况:泥沙粒径是均匀的,颗粒之间没有粘结力。对于水平河床上这种无粘性均匀泥沙颗粒,促使它们运动的力是水流推移力 F_D 和上举力 F_L ;抗拒其运动的力是泥沙的有效重力 W ,见图 2-2。当泥沙颗粒受力失去平衡时,泥沙就开始运动。据此,可推导出泥沙起动公式的一般结构形式,再通过实验确定公式中的待定参数,求出泥沙起动条件的计算公式。

如果用 γ 代表水的容重, g 代表重力加速度, D 代表泥沙粒径, u_0 代表作用在床面沙粒上的流速(简称近底流速或底速),则 F_D 、 F_L 可用牛顿阻力公式分别表示如下:

$$F_D = C_D a_1 D^2 \gamma \frac{u_0^2}{2g} \quad (2-1)$$

$$F_L = C_L a_2 D^2 \gamma \frac{u_0^2}{2g} \quad (2-2)$$

式中: a_1, a_2 ——垂直于水流方向的以及铅直方向的沙粒面积系数;

C_D, C_L ——分别为推移力及上举力系数,与沙粒形状及床面颗粒周围的绕流流态有关;

如泥沙颗粒接近球体,则主要与绕流流态有关,绕流属紊流时, C_D 与 C_L 分别为不同的常数。

沙粒在水中的有效重力可表示为:

$$W = a_3 (\gamma_s - \gamma) D^3 \quad (2-3)$$

式中: a_3 为沙粒的体积系数; γ_s 为沙粒的容重; γ 为水的容重。

如果沙粒采取滚动形式起动,以图 2-2 中 O 点为转动中心,则起动临界情况的动力平衡方程为

$$K_1 D F_D + K_2 D F_L = K_3 D W \quad (2-4)$$

式中: $K_1 D, K_2 D, K_3 D$ 分别为 F_D, F_L, W 相应的力臂。

将 F_D, F_L, W 的表达式代入上式,经整理后得:

$$u_0 = u_{0c} = \left(\frac{2K_3 a_3}{K_1 C_D a_1 + K_2 C_L a_2} \right)^{1/2} \sqrt{gD \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} \quad (2-5)$$

式中: u_{0c} 为起动底速(或称临界底速)。

由于作用于泥沙的近底流速在实际工作中不易确定,为方便使用,以垂线平均流速来表达起动条件。通过垂线时均流速分布公式可将 u_{0c} 转换为 $U_c^{(1)}$ 。现采用指数流速分布公式:

$$u = u_h \left(\frac{y}{h} \right)^m \quad (2-6)$$

式中: u 为垂线上某点的流速(时均值); y 为该点离床面距离; u_h 为 $y = h$ 处即水流表面流速; h 为水深; m 为指数。

由上式可求得垂线平均流速为:

$$U = \frac{u_h}{h} \int_0^h \left(\frac{y}{h} \right)^m dy = \frac{u_h}{1+m}$$

$$u_h = (1+m) U$$

代入式(2-6),得

$$u = (1+m) U \left(\frac{y}{h} \right)^m \quad (2-7)$$

如果取 $y = aD$ 处的流速作为作用于沙粒上流速的平均值,于是得:

$$u_0 = (1+m) a^m U \left(\frac{D}{h} \right)^m \quad (2-8)$$

代入式(2-5)中,即得起动流速公式的一般结构形式为

$$U_c = \eta \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g D \left(\frac{h}{D} \right)^m \quad (2-9)$$

(1) 此处 F_D, F_L, U_c 及 u_{0c} 均是指时均值,在符号顶部省略了“ $\bar{}$ ”。以后凡未加特别说明的均指时均值。

式中： U_c ——起动流速(起动临界条件下的垂线平均流速),脚标 c 表示起动临界情况;

η ——综合系数:

$$\eta = \frac{1}{(1+m)a^m} \left(\frac{2K_3 a_3}{K_1 C_D a_1 + K_2 C_L a_2} \right)^{1/2}$$

这个综合系数 η 只有通过起动流速的试验资料反求。沙莫夫(Г.И.Шамов)根据他的试验资料求得 $\eta = 1.144$, $m = 1/6$, 由此可得:

$$U_c = 1.144 \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g D \left(\frac{h}{D} \right)^{\frac{1}{6}}$$

对于密度为 2.65t/m^3 的天然沙, 上式可简化为:

$$U_c = 4.6 D^{\frac{1}{3}} h^{\frac{1}{6}} \quad (2-10)$$

式(2-10)是指床面上只有少量泥沙颗粒运动时的情况, 当床面泥沙颗粒大量起动时, 公式为:

$$U_c = 6 D^{\frac{1}{3}} h^{\frac{1}{6}} \quad (2-11)$$

上述两式中的单位为 m.s, 适用范围为 $D > 0.20 \text{mm}$ 。

如果采用对数形式的流速分布公式, 则公式将有所不同, 如岗恰洛夫(В.Н.Гончаров)起动流速公式为:

$$U_c = 1.07 \lg \frac{8.8h}{D_{95}} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} g D \quad (2-12)$$

式中: D_{95} ——粒配曲线上小于该粒径的泥沙在沙样总重中占的百分比 $p = 95\%$ 。

上式适用范围为 $D = 0.08 \sim 1.50 \text{mm}$ 。

式(2-5)是在单颗泥沙以滚动方式起动的条件下导出的。若泥沙以其他方式起动, 动力平衡方程的推导过程会稍有不同, 但所得主要变量的函数关系的形式是一致的。无粘性均匀沙的起动流速研究成果较多, 虽然各家公式的形式有差别, 但其计算结果相差不大。

三、无粘性均匀沙的起动拖曳力

床面泥沙起动时的临界水流条件可用另一种形式——起动拖曳力来表示。所谓起动拖曳力, 是指泥沙处于起动状态的床面剪切力。其值等于泥沙起动时, 单位面积床面上水柱重量在水流方向的分力, 即:

$$\tau_0 = \gamma h J = \rho U_*^2 \quad (2-13)$$

式中: γ 为水的容重; J 为水面比降; ρ 为水的密度; U_* 为摩阻流速。

推导得前面表达起动底速的公式(2-5)后, 在将近底流速 u_0 转换为垂线平均流速 U 时, 采用爱因斯坦(H. A. Einstein)提出的如下形式的对数流速分布公式:

$$\frac{u}{U_*} = 5.75 \lg \left(30.2 \frac{u}{K_s} \chi \right) \quad (2-14)$$

式中: K_s ——河床粗糙度, 当河床组成为均匀沙时, $K_s = D$; 当河床组成为非均匀沙时, $K_s = D_{65}$;

χ ——校正参数, $\chi = f(K_s/\delta)$, 该函数关系见图 2-3, 其中 δ 为近壁层流层的厚度, $\delta = 11.6\nu/U_*$, ν 为水的运动粘滞系数。

由图 2-3 可见, 当 $K_s/\delta > 10$, $\chi = 1$, 式(2-14)转化为 $\frac{u}{U_*} = 5.75 \lg \left(\frac{u}{K_s} \right) + 8.5$, 系床面粗糙时

的流速分布公式;当 $K_s/\delta < 0.25$, $\chi = 0.3K_s U_* / \nu$, 式(2-14)转化为 $\frac{u}{U_*} = 5.75 \lg\left(\frac{yU_*}{\nu}\right) + 5.5$, 系床面光滑时的流速分布公式;当 K_s/δ 介于 $0.25 \sim 10$ 之间, 即过渡区时, χ 值如图 2-3 所示。因此, 式(2-14)系一综合公式, 它概括了床面从光滑、过渡和粗糙各种情况的流速分布。

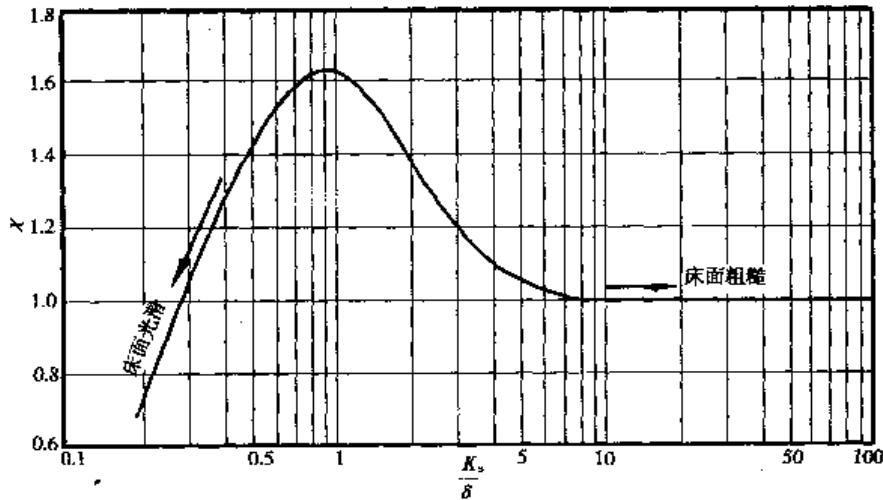


图 2-3 $\chi \sim \frac{K_s}{\delta}$ 关系图

引入反映床面颗粒周围绕流情况的沙粒雷诺数 $Re_* = U_* D / \nu$, 注意到均匀沙 $K_s = D$, 则 $K_s/\delta = Re_*/11.6$ 。因此 Re_* 是反映床面泥沙粒径与近壁层流层厚度比值的无因次量, 由此可见 χ 与 Re_* 有关。

根据式(2-14), 取 $y = aK_s$, 求得作用底速为:

$$u_0 = 5.75 U_* \lg(30.2 a \chi) \quad (2-15)$$

此处 U_* 为摩阻流速。有必要对 U_* 作进一步的阐述。由水力学知 $U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{gRJ}$, 它易根据水流条件确定。对于二元均匀流, 已知 U_* 即可知 τ_0 ; 如果又知谢才系数 C 或无因次谢才系数 $C_0 = C/\sqrt{g}$, 则可由公式 $U = CU_* / \sqrt{g}$ 或 $U = C_0 U_*$ 推算出垂线平均流速。根据式(2-14), 水流作用于泥沙颗粒的流速与 U_* 成正比且随作用高度而变。假定作用点 $y = K_s$, 绕流处于紊流区, $\chi = 1$, 可知作用于泥沙颗粒的流速大约为 $8.5 U_*$ 。此外, 泥沙的悬浮、起动与水流紊动有密切联系。紊动的脉动强度通常以脉动流速的均方根来表示。由实测资料知, 主流区内垂向脉动强度变化不大, 接近于 U_* ; 纵向脉动强度变幅大些, 且略大于 U_* , 可见脉动强度的数值与 U_* 相当, U_* 反映了水流的紊动情况。正因为上述原因, 摩阻流速在研究泥沙运动时得到了广泛的应用。

考虑起动时的临界情况, 将式(2-15)代入式(2-5), 取平方, 并注意到式(2-13), 即得:

$$\frac{U_{*c}^2}{\gamma_s - \gamma} gD = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) D} = \theta_c \quad (2-16)$$

$$\theta_c = \frac{1}{[5.75 \lg(30.2 a \chi)]^2} \frac{2K_3 a_3}{K_1 C_D a_1 + K_2 C_L a_2}$$

式中: τ_c 为起动拖曳力; U_{*c} 为起动摩阻流速; θ_c 为临界相对拖曳力, 此处等于如上之综合系数。

对于粗颗粒泥沙,由于床面颗粒周围绕流流态为紊流,校正参数 $\chi = 1$,推移力及上举力系数 C_D, C_L 为定值, θ_c 亦为定值;对于较细颗粒的泥沙,由于颗粒周围绕流流态为层流或过渡状态, χ 为沙粒雷诺数 Re_s 的函数, C_D, C_L 亦为沙粒雷诺数的函数,故 θ_c 为沙粒雷诺数的函数,即应有:

$$\theta_c = f(Re_s)$$

或
$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = f\left(\frac{U_* D}{\nu}\right) = \theta_c \quad (2-17)$$

上式称为希尔兹(A. Shields)起动拖曳力公式, θ_c 称希尔兹数。该式是希尔兹于 1936 年提出来的,在其原始推导中,并没有考虑上举力的作用,但其结果形式与上式完全一样。该式中的函数 $f(U_* D/\nu)$ 需要通过试验来确定。希尔兹利用四种不同密度泥沙的试验结果点绘了 $\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D}$ 与 Re_s 之间的关系,根据这些点据资料,得出一条平均曲线,该曲线称为希尔兹曲线(图 2-4)。这条曲线具有如下的特点:

1. 曲线为马鞍形。在沙粒雷诺数 $U_* D/\nu = 10$ 附近,亦即近壁层流层厚度与床沙粒径接近时,泥沙最容易起动,此时有:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = 0.03 \quad (2-18)$$

此即曲线的最低点。

2. 床面处于光滑区时,泥沙受近壁层流层的隐蔽作用,需要更大的拖曳力才能使之运动。在 $U_* D/\nu < 2$ 或 $\delta/D > 6$ 以后,曲线成为一条 45° 的斜线,此时

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{0.12}{U_* D} \quad (2-19)$$

亦即起动拖曳力与泥沙粒径无关。

3. 当 $U_* D/\nu > 10$, 即 $D > \delta$ 时,近壁层流层不起隐蔽作用,随着粒径的加大,泥沙重量亦增大,加强了泥沙颗粒的稳定性,使起动拖曳力亦相应加大。在 $U_* D/\nu > 1000$ 以后, $\tau_c/(\gamma_s - \gamma)D$ 接近常数,其值为:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = 0.06 \quad (2-20)$$

不少学者继希尔兹之后对泥沙起动拖曳力理论进行了进一步探讨。图 2-4 中,钱宁除点绘了希尔兹、凯西(H. J. Casey)、克雷默、美国水道试验站、吉尔伯特(G. K. Gilbert)和怀特(C. M. White)的资料外,还补充了怀特(S. J. White)、曼茨(P. A. Mantz)、蒂松(L. J. Tison)、亚林(M. S. Yalin)以及李昌华等许多人的资料。这些资料点群形成一条泥沙起动拖曳力的带,它与希尔兹的原始曲线有两点重要的不同:

1. 当沙粒雷诺数小于 2 以后,希尔兹并无实验点子,故式(2-19)所表达的规律性是不足为据的。从蒂松、怀特及曼茨的粉沙试验资料来看,在这一雷诺数范围内, $\tau_c/(\gamma_s - \gamma)D$ 与沙粒雷诺数的 0.3 次方成反比。

2. 在沙粒雷诺数很大时,希尔兹取 $\tau_c/(\gamma_s - \gamma)D = 0.06$,此值可以作为上限;下限约为 0.04 左右。图 2-4 中的关系曲线大部分都落在这个范围以内。

希尔兹和其他许多人的试验工作都是在紊流条件下进行的。亚林及卡拉汉(E. Karahan)专门研究了层流条件下的泥沙起动,所得结果也绘于图 2-4 中。由图可见,层流中的泥沙起动

规律和紊流条件下的泥沙起动是不一样的,前者要求的拖曳力一般较后者为大。对于光滑紊流区来说,由于存在近壁层流层,边壁附近的流态和层流比较接近,这时两部分点群就聚集在一起,以

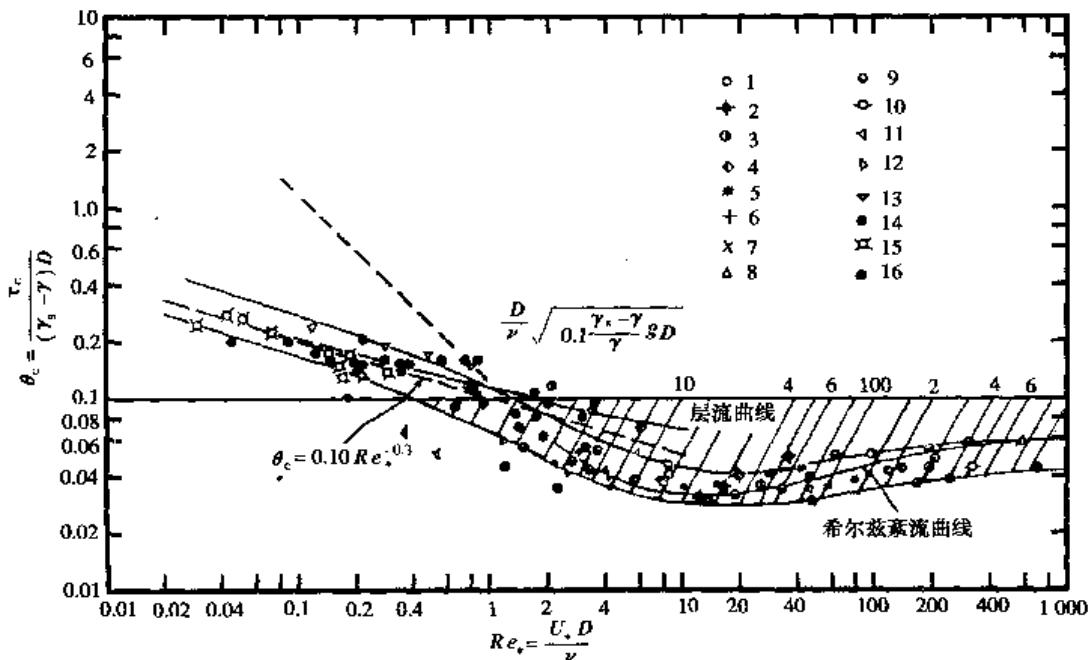


图 2-4 希尔兹曲线及其修正

1-琥珀(希尔兹);2-褐炭(希尔兹);3-花岗石(希尔兹);4-重晶石(希尔兹);5-沙(凯西);6-沙(克雷默);7-沙(U.S.Wes);8-沙(吉尔伯特);9-沙(蒂松);10-沙(C.M.怀特);11-沙(李昌华);12-沙,在油中(李昌华);13-粉沙(曼茨);14-粉沙(S.J.怀特);15、16-粉沙,在油中(层流)(亚林)

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = 0.1 Re_*^{-0.3} \quad (2-21)$$

为其渐近线。

在希尔兹曲线中,纵横坐标都包含有参数 U_* ($\tau_0 = \rho U_*^2$),在推求起动拖曳力时,需进行试算。为了加快演算过程,图 2-4 中还给出了一条 $D \sqrt{0.1 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D / \nu}$ 的辅助尺子和一系列坡度为 +2 的倾斜线⁽¹⁾。在根据泥沙特性算出了无因次参数 $D \sqrt{0.1 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D / \nu}$ 之后,从辅助尺子横坐标上找到这一点,由此作一条与上述倾斜线平行的线,交希尔兹曲线于一点,即可查出相应的 θ_c 值,并据以进一步求出起动拖曳力 $\tau_c = \theta_c (\gamma_s - \gamma)$ 。

(1) 倾斜线的方程为:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = K \left(\frac{U_* D}{\nu} \right)^2 \text{ 或 } \frac{U_*^2}{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D} = K \left(\frac{U_* D}{\nu} \right)^2, \text{ 故 } D = \left(\frac{\nu^2}{K \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g} \right)^{\frac{1}{3}}。也就是说,在每一条倾斜线上的 } D \text{ 为常数,}$$

不因水力因素而变。又每一条倾斜线均与辅助尺子,即 $\frac{U_*^2}{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D} = 0.1$ 的横轴相交,故交点处的 U_* 应满足方程式 $U_* = \sqrt{0.1 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D}$ 。在辅助尺子上,该点的数值即为 $D \sqrt{0.1 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D / \nu}$ 。

四、粘性泥沙的起动流速公式

分析不同粒径泥沙的起动规律时可发现,存在这样一个临界粒径,凡是粒径大于此临界粒径的泥沙,随着粒径增大,重力作用加大,需要在较强的水流作用下才能起动;而粒径比临界粒径小的泥沙,随着粒径的减小,却也变得越来越不容易起动。细颗粒泥沙之所以也难于起动,不仅是由于前面提到的近壁层流层的隐蔽作用,而且很大程度上是由于受细颗粒泥沙之间粘结力影响的缘故。

在研究粘性泥沙的起动问题时,需要区别两种不同情况。一种是在河床冲淤过程中自然沉积,新淤未久、尚未密实的泥沙,这种情况可以按单颗粒泥沙处理,不过其所承受的力中增加了颗粒之间的粘结力。另一种是沉积日久,经过物理化学作用而形成的固结粘性土,这种泥沙起动时,不是以个别颗粒的形式,而是成片成团地进入运动状态。前者属于新淤粘性泥沙的起动问题,后者属于固结粘性土的起动问题。由于固结粘性土之间的作用很难用简单的数学关系式来表达,研究成果也不系统,此处仅介绍新淤粘性沙的起动问题。

第一章中已经介绍了水中细颗粒泥沙周围的双电层结构。泥沙颗粒周围粘结水与粘滞水,统称为束缚水,厚度一般在 $0.25\mu\text{m}$ 以下。粘结水与自由水完全不同,它接近固体,比重大于1,具有极大的粘滞性、弹性和抗剪强度,仅能单向传递静水压力;粘滞水介于粘结水与自由水之间,也基本只能单向传递静水压力。

细颗粒泥沙间的作用力比较复杂,目前对粘结力成因的认识还不一致。张瑞瑾认为粘结力是由于束缚水不传递静水压力所引起,他举了一个类比例子加以说明。设想在距水面以下 h 处有两块间距为 ϵ 的薄板,如图2-5所示,如薄板间空隙较大时,除了依附在薄板表面的束缚水以外,还填充了自由水。由于自由水可以朝各个方向传递压力,对于每块薄板来说,两面的压力恰相抵消,见图2-5a)。这时如要把上面这块薄板举起,除了薄板在水下的重量以外,毋需增加更多的外力。相反地,如上下两板间的距离 ϵ 很小,除了粘结水和粘滞水以外,自由水不复存在,则每块板的外表面受到水压力和大气压力的作用,而里面却没有压力予以抵消,见图2-5b)。这时要沿垂直方向举起上面这块薄板,除了必须克服薄板在水下的重量以外,还需要克服额外增加的附加压力。对于粗颗粒泥沙,颗粒间空隙中填充的绝大部分是自由水,受力情况类似图2-5a)。细颗粒泥沙之间空隙较小,很大一部分由束缚水填充,此时就会产生类似图2-5b)中的附加压力,使泥沙颗粒粘结在一起不易分开。对此问题,唐存本有不同的观点,他认为,存在于细颗粒泥沙之间的粘结力,主要是由于沙粒表面与粘结水之间的分子引力造成的。他引用杰列金(B. B. Дерягин)用交叉石英丝所作的粘结力实验成果,证明了他的观点。窦国仁对二者均予考虑,现介绍他研究此问题的方法。

窦国仁早期采用交叉石英丝试验,通过变更石英丝所受的静水压力证明了压力水头对粘结力的影响,并据此导出起动流速公式。以后,又认为粘结力 N 应由水对床面颗粒的下压力 N_1 (图2-6),及颗粒间的分子粘结力 N_2 两部分共同组成,即

$$N = N_1 + N_2 \quad (2-22)$$

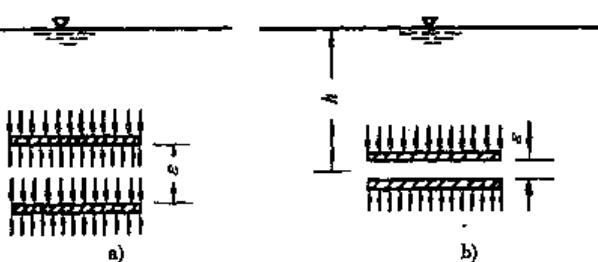


图2-5 两块薄板之间的粘结力

a)板间间隙大时,存在自由水;b)板间间隙小时,为束缚水所填充

根据他的试验,其表达式分别为;

$$N_1 = \left(\frac{\pi}{32} \right) \gamma h D \delta \quad (2-23)$$

和

$$N_2 = \left(\frac{\pi}{32} \right) D \epsilon \quad (2-24)$$

两式中, δ 为与沙粒缝隙大小有关的特征厚度; ϵ 为粘结力参数。

由于粘结力是抵抗泥沙运动的力,因此可以在图 2-2 中加上这两个方向朝下的力,取 N_1 的力臂为 $K_4 D$, N_2 的力臂为 $K_5 D$, 该二力臂可取其相等。于是,在动力平衡方程式(2-4)的右边加上粘结力,即得新的动力平衡方程式为:

$$K_1 D F_D + K_2 D F_L = K_3 D W + K_4 D N_1 + K_5 D N_2 \quad (2-25)$$

将式(2-1)、(2-2)、(2-3)、(2-23)和(2-24)代入式(2-25)中,经化简后可得瞬时起动底流速为:

$$u_{0e} = \left(\frac{2K_3 a_3}{K_1 C_D a_1 + K_2 C_L a_2} \right)^{1/2} \left[\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D + \frac{K_4 \pi}{K_3 a_3} \left(\frac{g h \delta + \epsilon_k}{D} \right) \right]^{1/2} \quad (2-26)$$

式中: $\epsilon_k = \epsilon / \rho$, 其因次为 $[L^3/T^2]$, 其余符号同前。

根据杰缅契夫(М. А · Дементьев)试验资料, 取上举力系数 $C_L = 0.1$, 推移力系数 $C_D = 0.4$ 。将泥沙颗粒看成椭球体, 取其三轴与同体积球体直径之比分别为 $4/3, 3/3, 2/3$, 据此得:

$$\text{水流方向面积系数 } a_1 = \frac{\pi}{4} \times \frac{2}{3} \times \frac{4}{3} = \frac{2\pi}{9}$$

$$\text{垂直方向面积系数 } a_2 = \frac{\pi}{4} \times \frac{3}{3} \times \frac{4}{3} = \frac{\pi}{3}$$

$$\text{体积系数 } a_3 = \frac{\pi}{6}$$

$$\text{推移力力臂系数 } K_1 = \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} = \frac{1}{3}$$

$$\text{上举力力臂系数 } K_2 = \frac{1}{2}$$

$$\text{重力及粘结力力臂系数 } K_3 = K_4 = \frac{1}{2}$$

将有关各值代入式(2-26), 则瞬时起动底速为:

$$u_{0e} = 1.9 \left[\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D + 0.19 \left(\frac{g h \delta + \epsilon_k}{D} \right) \right]^{1/2} \quad (2-27)$$

根据泥沙起动的不同情况, 并考虑流速的脉动性质, 对于泥沙少量起动时的临界情况, 可以写出时均起动底速 \bar{u}_{0e} 与瞬时起动底速 u_{0e} 之间的关系: $\bar{u}_{0e} = 1.74 \bar{u}_{0e}$ 。进一步利用对数形式的流速分布公式(2-14), 可将时均起动底流速转化为以垂线平均流速表示的关系式: 积分式(2-14)得 $\frac{U}{U_*} = 5.75 \ln \left(11 \frac{h \chi}{K_s} \right)$; 窦国仁取作用点特征高度 $y = K_s$, 并设绕流位于粗糙区, $\chi = 1$, 得:

$$\bar{u}_{0e} = \frac{8.5}{2.5 \ln \left(11 \frac{h}{K_s} \right)} U \quad (2-28)$$

将其代入式(2-27), 并以 m 表示泥沙起动的状态, 可得起动流速计算公式为:

$$U_* = m \left[\ln \left(11 \frac{h}{K_s} \right) \right] \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D + 0.19 \frac{g h \delta + \epsilon_k}{D} \right)^{1/2} \quad (2-29)$$

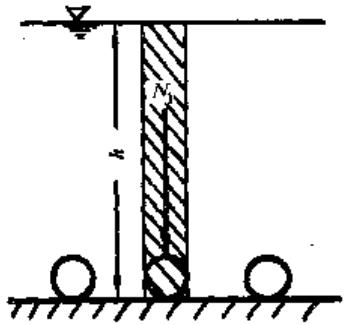


图 2-6 下压力示意图

当泥沙颗粒处于少量起动的临界状态时, $m = 0.320$; 窦国仁认为一般所说的起动流速相当于这种情况。当泥沙颗粒个别起动与大量起动时, m 分别为 0.265 和 0.408。

式(2-29)中, K_s 为河床粗糙度, 对于平整床面, 当 $D \leq 0.5\text{mm}$ 时, $K_s = 0.5\text{mm}$; 当 $D > 0.5\text{mm}$ 时, $K_s = D_{50}$; 根据交叉石英丝试验 $\delta = 0.213 \times 10^{-4}\text{cm}$, $\varepsilon_k = 2.56 \text{ cm}^3/\text{s}^2$ 。

属于这一类起动公式的还有张瑞瑾、唐存本及沙玉清等人的公式。

张瑞瑾公式:

$$U_c = \left(\frac{h}{D}\right)^{0.14} \left(17.6 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} D + 6.05 \times 10^{-7} \frac{10 + h}{D^{0.72}}\right)^{1/2} \quad (2-30)$$

式中: 单位采用 kg/m/s。

唐存本公式:

$$U_c = \frac{1}{1+m} \left(\frac{h}{D}\right)^m \left[3.2 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D + \left(\frac{\rho_s'}{\rho_{s0}'}\right)^{10} \frac{C}{\rho D}\right]^{1/2} \quad (2-31)$$

式中: m ——对于天然河道为 1/6, 对于平整床面(实验室水槽或 $D < 0.01\text{mm}$ 的天然河道)为

$$\frac{1}{4.7} \left(\frac{D}{h}\right)^{0.06};$$

ρ_s' ——床面泥沙的干密度(考虑空隙在内);

ρ_{s0}' ——床面泥沙达到密实后的稳定干密度, 为 1600kg/m^3 ;

$$C = 2.842 \times 10^{-4}\text{N/m}.$$

沙玉清公式:

$$U_c = \left[267 \left(\frac{\delta}{D}\right)^{1/4} + 6.67 \times 10^9 (0.7 - e)^4 \left(\frac{\delta}{D}\right)^2\right]^{1/2} h^{1/5} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D} \quad (2-32)$$

对于天然沙, $(\gamma_s - \gamma)/\gamma = 1.65$, 式(2-32)可简化为:

$$U_c = \left[0.43 D^{3/4} + 1.1 \frac{(0.7 - e)^4}{D}\right]^{1/2} h^{1/5} \quad (2-33)$$

式中: δ 为薄膜水厚度, 取为 0.0001mm ; e 为淤积泥沙的空隙率, 其稳定值约为 0.4; 粒径 D 以 mm 计; 水深 h 以 m 计; U_c 以 m/s 计。

图 2-7 为水深 $h = 15\text{cm}$, $\rho_s = 2.65\text{t/m}^3$ 条件下, 上述几个主要公式与实验成果的比较。其中式(2-31)与式(2-32)为相应于稳定干容重或稳定空隙率的计算成果。由该图可以看出, 对于较细颗粒泥沙各家公式与实验资料比较接近。对于较粗颗粒泥沙($D > 5\text{mm}$), 则差别较大, 尚难判断哪一个公式更为可靠, 因此在这一范围内的试验研究工作, 有待进一步加强。

从图 2-7 中还可以看出, 在水深 $h = 0.15\text{m}$ 情况下, 最小的起动流速发生在粒径约 0.17mm 处。当粒径 $D > 0.17\text{mm}$ 时, 粒径愈大, 起动流速亦愈大; 当粒径 $D < 0.17\text{mm}$ 时, 粒径愈小, 起动流速亦愈大。对于前者, 重力作用占主导地位, 故粒径愈大, 愈不易起动; 对于后者, 粘结力作用占主导地位, 故粒径愈小, 也愈不易起动。

在公式(2-29)、(2-30)、(2-31)及(2-32)中, 可以把括号内的第一项看成重力作用项, 第二项看成粘结力作用项。作为定量估算, 可以认为当 $D \geq 1\text{mm}$ 时, 重力占支配地位, 粘结力可以忽略不计; 当 $D \leq 0.01\text{mm}$ 时, 粘结力占支配地位, 重力可以忽略不计。但当 $D = 0.1\text{mm}$ 左右时, 两者作用相当, 都必须予以考虑。

前面推导起动公式时, 都是从单个颗粒泥沙的起动条件出发, 推导过程中为使问题简化, 常常采用了一些假设条件, 推导出的公式中包含一些待定系数, 这些系数再根据实验资料反求

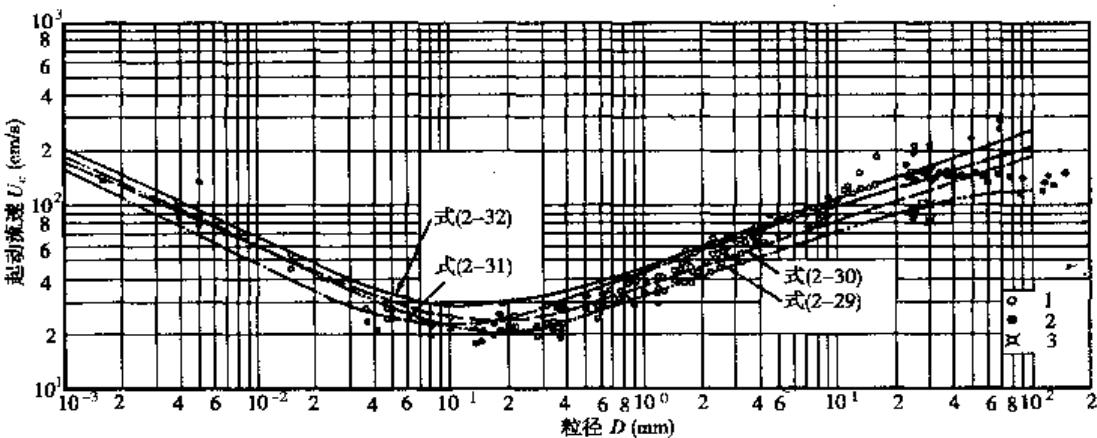


图 2-7 起动流速公式与实测资料的对照 (水深 $h = 0.15m$)

1-美国仁整理的各家实测资料;2-从长江实测记录换算而得的资料;3-从武汉水院轻质卵石试验记录换算而得的资料

得到。这是一种在研究工程中复杂的力学问题时经常采用的半理论、半经验方法:通常根据现象观察与实验资料,对所研究的问题进行必要的简化和合理的假设后,找出主要影响因素,提出概化模式,得到基本方程;根据有关原理、定律或公式决定基本方程中相应的物理量,得到所研究现象的结构公式;最后由实验或实测资料决定结构公式中待定的综合系数。这种方法在本课程和其他类似课程中应用非常广泛,因此,读者应注意领会和运用。

五、与泥沙起动有关的几个问题

1. 非均匀沙的起动

前面讨论的起动流速或起动拖曳力公式,都只适用于河床泥沙比较均匀的情况。一般冲积河流的床沙组成都比较均匀,此时用平均粒径或中值粒径来计算,与实际基本相符。非均匀沙的起动情况相当复杂,较细的泥沙受较粗泥沙的掩护而难于起动,即其起动时的水流强度较均匀沙的相应强度要大;相反,非均匀沙中较粗的泥沙暴露于床面而易于起动,即其所受的推移力较均匀沙的相应粒径为大,因此起动时的水流强度较均匀沙的相应强度要小。然而现今对于这种相互影响的分析处理仍然不够成熟,缺乏较为可靠的公式。

2. 起动流速与起动拖曳力两种形式起动条件之比较

前面讨论了无粘性泥沙的两种形式的起动条件,两者可以通过起动摩阻流速互换。在使用上两者各有优缺点。起动条件的确定性方面,起动拖曳力的使用要优于起动流速,因为起动拖曳力不需要转换,而起动流速需由作用于泥沙的近底流速转换为平均流速。在获取实测数据方面,起动流速要优于起动拖曳力,因为起动流速的数据较易获得,精度较高;而计算起动拖曳力要测量比降,比降测量一般不十分可靠。正因为如此,起动流速在我国得到广泛应用。

3. 砾石及卵石的起动

对卵石和砾石起动情况的观察资料不多。有限的资料表明,卵石和砾石的形状及其相互间的排列对它们的起动有一定的影响。如扁平状的卵石较球形的难起动,鱼鳞状排列的较松散的难起动。山区、丘陵河流局部河段内的河床常由砾石或卵石组成,洪水期砾石和卵石仍然有一定的运动,这种运动对山区航道的演变有较大的影响,有必要对这种情况进行深入研究。

4. 止动流速

泥沙颗粒由运动状态转变为静止状态时的临界垂线平均流速叫止动流速。引进止动流速概念的原因主要是:以流速为参数的推移质输沙率公式中常包含有流速差值($U - U_c'$)这样一

一个因子,如果取 U'_c 为起动流速 U_c ,则意味着当流速等于起动流速时推移质输沙率为 0,而实际上此时已有推移质运动,输沙率已不为 0;如果取 U'_c 为比起动流速为小的止动流速 U'_c ,则可避免这种矛盾。由于运动中的泥沙颗粒是松散的,因而粘结力不起作用,止动流速 U'_c 必小于起动流速 U_c 。止动流速可以下式表示:

$$U'_c = KU_c \quad (2-34)$$

式中: K 为小于 1.0 的系数, 岗恰洛夫认为 $K=0.71$, 窦国仁、沙莫夫认为 $K=0.83$ 。

5. 扬动流速

扬动流速是床面泥沙由静止直接转入悬移状态的临界垂线平均流速。在生产实践中为了迅速冲刷淤积的泥沙,就希望流速大于扬动流速。沙玉清曾给出扬动流速 U_f 的计算公式如下:

$$U_f = 16.73 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} gD \right)^{\frac{2}{5}} \omega^{\frac{1}{5}} h^{\frac{1}{5}} \quad (2-35)$$

对于天然沙,以 $(\gamma_s - \gamma)/\gamma = 1.65$ 代入得:

$$U_f = 0.812 D^{\frac{2}{5}} \omega^{\frac{1}{5}} h^{\frac{1}{5}} \quad (2-36)$$

式中: ω 为沉速,单位 mm/s; D 为粒径,单位 mm; h 为水深(m); U_f 的单位为 m/s。

第三节 沙波运动

从天然河道和水槽观察得知,当推移质运动达到一定的规模时,河床表面便会形成波状起伏并向下游移动。这种泥沙颗粒在床面的集体运动,称为沙波运动。沙波是推移质运动的一种主要形式,是构成河床地形的基本元素,它对河道水流结构、河道阻力、泥沙运动及河床演变均有重要影响。

一、沙波形态和运动状态

图 2-8 是沙波纵剖面的示意图。图中向上隆起之处称波峰;向下凹入之处称波谷;相邻两波谷或波峰之间的距离为波长(λ);波谷至波峰的铅直距离为波高(Δ)。沙波的迎水面较平坦;背水面由于受到漩涡的推挡,较为陡峻,坡度一般略大于泥沙在水下的休止角。

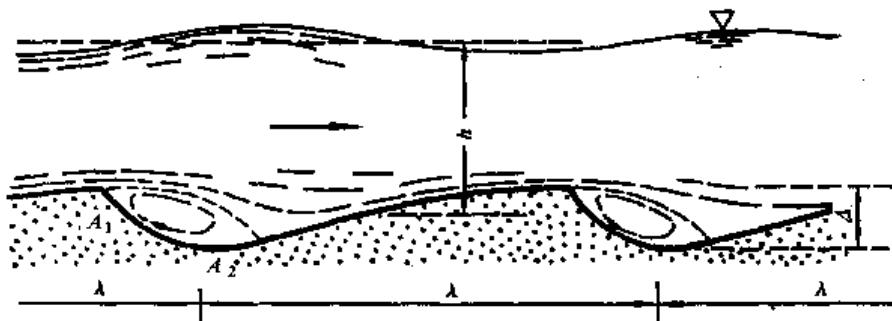


图 2-8 沙波的纵剖面

从平面形态看,沙波的形状是多种多样的,大致可分为以下四种类型:

(1)带状(顺直)沙波:波峰线基本上相互平行,并与流线垂直,或略显斜交。这类沙波在天然河道和试验室中较少出现,只是在水流接近于二元流,沙波形成的初期,才可能出现。

(2) 断续蛇曲(弯曲)状沙波：波峰线呈不规则曲线，时断时续，大致与流向垂直。这类沙波是实验室和天然河道中最常见的。

(3) 新月形沙波：波高与波长基本上相等，单行与双行彼此交错，排列较整齐，呈鱼鳞状。波峰线凸向上游，如上弦月。这类沙波也是试验室中和天然河道中常见的沙波。

(4) 舌状沙波：与新月形沙波类似，但波峰线凸向下游，如下弦月。

新月形沙波和舌状沙波皆成鱼鳞状，故也叫沙鳞。

沙波的平面形态与水流强度密切相关。在实验室中，随着水流强度的加大，沙纹及沙垄（详见后文）在平面上逐渐由顺直过渡到弯曲，再过渡到沙鳞。

沙波表面附近的水流流速是沿程变化的，波峰处流速最大，波谷处流速最小。水流越过波峰以后，常常发生离解现象，产生平轴漩涡。在漩涡的上、下端出现两个停滞点，即流速为零的地方（图 2-8 的 A_1 、 A_2 处）。在 A_1A_2 范围内，沙波表面附近的流速与主流方向相反。

沙波表面水流速度大的地方泥沙运动快，流速小的地方泥沙运动慢，流速为正的地方泥沙向下游输移，流速为负的地方泥沙向上游输移，水流的停滞点 A_1 和 A_2 同样也是泥沙的停滞点。自 A_2 点向下游，沿沙波迎水面泥沙运动速度逐渐加快，到峰顶时达到最大值。当沙粒越过峰顶后，除有部分较细颗粒越过平轴漩涡区向下游继续运动外，绝大部分将进入波谷区，并在那儿淤积下来。

从上面的分析可以看出，沙波的运动图景为：迎水坡面受水流冲刷而逐渐向下游移动，水流越过坡顶后开始扩散，泥沙在背水面淤积。沙波迎水面冲刷、背水面淤积的综合结果使整个沙波徐徐向下游推进，其推进速度远小于水流的速度，如图 2-9 所示。



图 2-9 沙波的移动

沙波运动有两个重要现象：一是沙波对床沙的分选作用；二是较粗泥沙运动的间歇性。泥沙沿迎水面越过沙波峰顶后，在重力作用下，其中较粗的泥沙落到谷底，细的泥沙随平轴漩涡的负流沿背水面向上游（如图 2-8 的 A_1 点）运动，越细的泥沙越向上，就形成上细下粗的分层淤积，这就是沙波运动对泥沙的分选作用。进入沙波背水面漩涡区淤积的泥沙随即被下移的沙波所覆盖，直到它再次出露，处于下一个沙波的迎水面上时才继续运动，颗粒愈粗，覆盖的时间也愈长，这就是沙波表面较粗泥沙运动的间歇性。

二、沙波的产生和消亡

水槽及河道中的沙波随水流在不断变化，有其产生、发展和变化的过程，这个过程与水流强度息息相关。随着水流强度的逐渐增加，沙波运动及其相应床面形态经历了几个不同的发展阶段，图 2-10 为沙波运动各阶段及其相应床面形态的示意图。

a) 静平整：流速小于起动流速，泥沙不动，床面平整（静平整）。

b) 沙纹：流速增大，少量沙粒聚集在床面的某些部分，形成小丘，徐徐向前移动加长，最后连结成为形状极其规则的沙纹。沙纹的纵剖面多不对称，迎水面长而平，背水面短而陡，一般波高 0.5~2.0cm，波长 1~1.5cm。沙纹尺度较小，与水道几何形态和尺度的关系不大。

c) 沙垄：流速再增大，波长、波高均有增加，沙纹发展为沙垄。沙垄受整个水道几何形态和

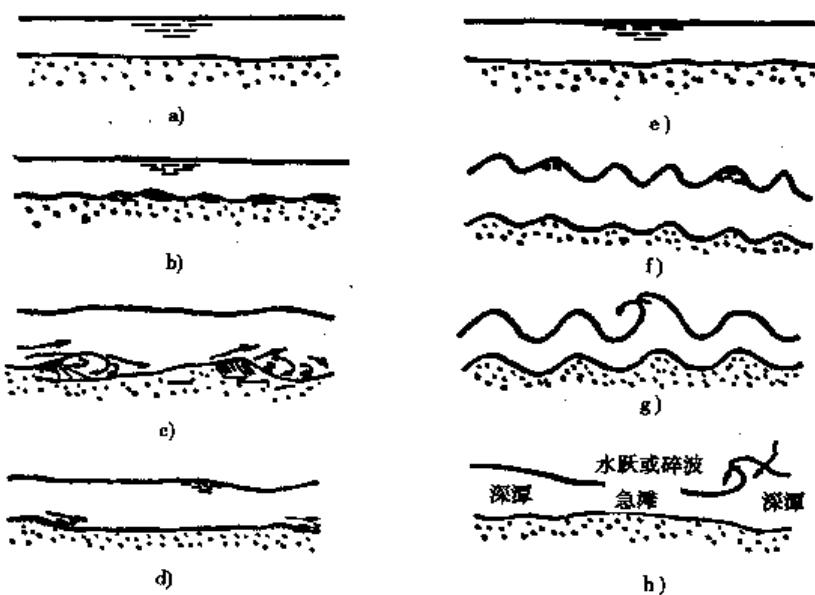


图 2-10 沙波不同发展阶段示意图

a) 静平整; b) 沙纹; c) 沙垄; d) 过渡, 沙垄将消失; e) 动平整

尺寸的影响, 波高由不足 1m 到 2~3m, 波长由数米以至 100m 以上不等, 其长度在大小不一的河流中有很大差异。

d) 过渡、e) 动平整: 沙垄发展到一定程度以后, 当流速进一步增大, 沙垄峰后的平轴漩涡区愈来愈大, 卷入漩涡区的泥沙不一定落到背水坡上, 而一般落到距坡脚稍远的地方; 另一方面, 直接越过漩涡区进入下一个迎水面的泥沙也愈来愈多。这两方面的因素就导致沙垄波高减小, 波长加大, 沙垄逐渐趋于消亡, 河床再次恢复平整(动平整), 但有大量泥沙在平整床面上运动。

f) 沙浪: 流速继续增大, 弗劳德数 $Fr > 1$, 床面再一次出现起伏, 称沙浪。沙浪纵剖面对称, 水流流线基本上与河床平行, 水面也有相应起伏, 波峰后水流不发生明显的离解现象。床面有大量泥沙作强度甚大的成层运动。沙浪的运动方向, 与水流方向一致的叫顺行沙浪; 和水流方向相反的, 叫逆行沙浪。

g) 碎浪: 逆行沙浪在发展过程中, 水面波动越来越超过河底的起伏, 水面波幅可达到床面沙浪波幅的 1.5~2 倍, 甚至水面波的波谷会低于河底沙浪的波峰, 此时水面波就要失去稳定而发生破碎, 正像海面波浪在接近岸滩时所发生的破波现象一样。

h) 急滩与深潭: 流速很大, $Fr \gg 1$, 床面形态将像山区河流一样, 出现急滩与深潭。急滩处为急流, 强烈冲刷; 深潭处为缓流, 严重淤积。一般平原河流常见的沙纹、沙垄和沙浪, 急滩与深潭则是很少见的。

沙波是一种具有周期性的、规则外形的床面形态, 其形成与水流条件关系十分密切。对于河床上为什么会产生沙波, 其发展变化又是什么因素所决定的, 目前有不同的解释。一些学者认为, 沙波的产生与河床组成的不均匀性及水流的不稳定性(脉动)有关。由于不均匀的河床组成和水流的脉动, 即便原来比较平整的床面, 也可能产生小的凹凸不平, 造成有利于形成沙波的近底水流, 在这种水流和河床的相互作用下最终形成沙波。而另一些学者认为, 当推移质运动达到一定规模时, 床面沙粒成层运动, 近底含沙量可以达到很高, 主流区悬移质运动也充分发展, 但含沙量并不高, 这时可以把它们看成两种密度不同的流体在作相对运动。当相对运动达到一定程度时, 交界面就会失去稳定而产生波动, 促使沙波的形成。这与水面的风成波、

沙漠的风成沙丘、天空的云浪、异重流界面的波动等相类似。

上面两种解释均有一定见地,也能说明一些问题,但对沙波不同发展阶段的一些问题都不能圆满解答。总之,沙波成因问题较为复杂,对其了解程度还不够,有待进一步收集资料,深入研究。

三、沙波的尺度和运行速度

由于对沙波的认识还不够,加上现有实际的观测条件和技术水平的限制,从理论上确定沙波的尺度和运动速度是有困难的。这里介绍一些这方面的经验公式。

设沙波的平均波长为 λ ,平均波高为 Δ ,沙波运行速度为 u_r ,泥沙平均粒径(或中值粒径)为 D ,平均水深为 h ,断面平均流速为 U 。

张瑞瑾应用前苏联某些河流、我国长江观测资料及前人和他自己的水槽实验资料得到:

$$\Delta = 0.086 \frac{Uh^{3/4}}{g^{1/2} D^{1/4}} \quad (2-37)$$

$$u_r = 0.0144 \frac{U^3}{gh} \quad (2-38)$$

长江流域规划办公室汉口观测队在分析了长江沙垄资料后,推导出符合长江情况的如下经验关系:

$$\frac{u_r}{U} = 0.012 \frac{U^2}{gh} - 0.043 \frac{gD}{U^2} \quad (2-39)$$

在结束本节时需要补充说明的是,沙波运动对河道水流运动及河道演变所产生的影响是直接而深刻的。沙波运动是推移质运动的集体形式,直接与推移质输沙率有关,通过实测沙波尺度与运动速度,可估算推移质输沙率;天然河流中沙波的发生、发展及其形态变化,对河道阻力损失的影响是很大的,这是由于在波峰下游面往往形成平轴漩涡,从而助长紊动,大的沙波是形成大尺度紊动的根源之一,而大尺度紊动将直接影响水流的阻力损失。此外,天然河流中的沙波运动对河道演变的影响是直接的,如果将天然河道中的泥沙成型淤积体(如边滩、心滩等)看成大尺度沙波,则沙波运动对河道的演变有决定性的影响。由于河道演变关系到航运、防洪、取水等国民经济的许多部门,从这个角度看,研究沙波运动,掌握它的运动规律是十分重要的。

第四节 冲积河流的阻力

冲积河流阻力在河流动力学中是一个很重要的问题。它决定了河道的泄流能力和输沙能力,反映了水流对河床作用力的大小,因此,研究冲积河流的阻力具有十分重要的意义。

冲积河流阻力由床面阻力、河岸及滩面阻力、河槽形态阻力、人工建筑物的外加阻力等不同阻力单元组成。床面阻力包括沙粒阻力和沙波阻力。其中,沙粒阻力系床面沙粒的摩阻而引起,也称表面阻力。由于河床上的泥沙在水流作用下是可动的,因此动床表面阻力有别于定床表面阻力。沙波阻力属形状阻力,在沙纹与沙垄阶段,系水流在沙波波峰分离,使迎水面与背水面产生压力差而引起,这部分阻力通常在定床阻力中是没有的,它随着水流流速的变化、沙波的形态和尺度的改变而跟着改变。沙粒阻力和沙波阻力就是通常所说的动床阻力。下面首先介绍床面阻力和河岸阻力问题,然后再介绍沙粒阻力和沙波阻力问题。

一、床面阻力和河岸阻力的划分

河床阻力由床面阻力和河岸阻力两部分组成(图 2-11),根据阻力叠加原理,应存在如下 的关系:

$$\tau_0 \chi = \tau_b \chi_b + \tau_w \chi_w \quad (2-40)$$

式中: τ_0 、 τ_b 、 τ_w ——分别为全河床平均、床面及河岸剪切力;

χ 、 χ_b 、 χ_w ——分别为全河床、床面及河岸湿周, $\chi = \chi_b + \chi_w$ 。

水力学已推导出,全河床周界上平均剪切力的表达式为:

$$\tau_0 = \gamma R J \quad (2-41)$$

而推求 τ_b 与 τ_w 的方法有两种:

一种是爱因斯坦的水力半径分割法,即取

$$\begin{aligned} \tau_b &= \gamma R_b J \\ \tau_w &= \gamma R_w J \end{aligned} \quad (2-42)$$

式中: R_b 、 R_w 分别为相应于床面阻力及河岸阻力的水力半径,定义为:

$$\begin{aligned} R_b &= \frac{A_b}{\chi_b} \\ R_w &= \frac{A_w}{\chi_w} \end{aligned} \quad (2-43)$$

而

$$A = A_b + A_w$$

式中: A ——全河床过水断面积;

A_b 、 A_w ——相应于床面阻力及河岸阻力的过水断面积。

将 τ_0 、 τ_b 、 τ_w 的表达式代入式(2-40)得:

$$R \chi = R_b \chi_b + R_w \chi_w \quad (2-44)$$

假定断面平均流速 U 在面积 A_b 、 A_w 中保持不变,则根据曼宁(R. Manning)公式:

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} \quad (2-45)$$

可以写出:

$$U = \frac{1}{n_b} R_b^{2/3} J^{1/2} \quad (2-45a)$$

$$U = \frac{1}{n_w} R_w^{2/3} J^{1/2} \quad (2-45b)$$

式中: n ——河床综合糙率系数;

n_b 、 n_w ——分别为床面与河岸糙率系数。

从上式中求出各水力半径值代入式(2-44)可得:

$$n = \left(n_b^{3/2} \frac{\chi_b}{\chi} + n_w^{3/2} \frac{\chi_w}{\chi} \right)^{2/3} \quad (2-46)$$

此式表达了综合糙率系数 n 与床面及河岸糙率系数 n_b 、 n_w 的函数关系。

如平均流速 U 不用曼宁公式表示,而用达西 - 韦斯巴赫(Darcy - Weisbach)阻力公式:

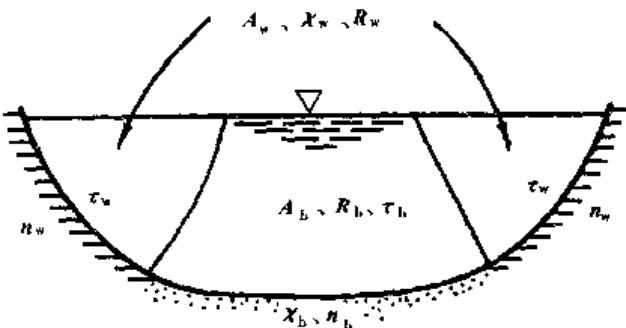


图 2-11 床面与河岸阻力的划分

$$U = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{RJ} \quad (2-47)$$

$$U = \sqrt{\frac{8g}{f_b}} \sqrt{R_b J} \quad (2-47a)$$

$$U = \sqrt{\frac{8g}{f_w}} \sqrt{R_w J} \quad (2-47b)$$

来代替,同法可得:

$$f\chi = f_b\chi_b + f_w\chi_w \quad (2-48)$$

或 $f = (f_b\chi_b + f_w\chi_w)/\chi \quad (2-49)$

此式表达了综合阻力系数 f 与床面及河岸阻力系数 f_b, f_w 的函数关系。

另一种推求 τ_b, τ_w 方法是能坡分割法,即取

$$\begin{aligned} \tau_b &= \gamma R J_b \\ \tau_w &= \gamma R J_w \end{aligned} \quad (2-50)$$

式中: J_b, J_w 分别为相应于床面阻力及河岸阻力的能坡。同样,运用曼宁公式可推得:

$$n = \left(n_b^2 \frac{\chi_b}{\chi} + n_w^2 \frac{\chi_w}{\chi} \right)^{1/2} \quad (2-51)$$

与式(2-46)比较,糙率系数的方次略有不同。

上述计算公式都是在床面与河岸糙率差别较大,且宽深比较小的情况下采用的。如果床面与河岸糙率相差甚小,无须分开考虑,用一般阻力公式即可。如果宽深比很大,河岸阻力可以忽略不计,则不仅不必分开考虑,还可用平均水深 h 代替一般阻力公式中的水力半径 R 。

二、沙粒阻力与沙波阻力的划分

上述处理床面阻力和河岸阻力的方式可沿用来处理沙粒阻力与沙波阻力的问题。仍按阻力叠加原理可写出:

$$\tau_b = \tau'_b + \tau''_b \quad (2-52)$$

式中: $\tau_b, \tau'_b, \tau''_b$ 分别为床面平均剪切力、沙粒剪切力及沙波剪切力。

运用水力半径分割法,可导得:

$$R_b = R'_b + R''_b \quad (2-53)$$

式中: R_b, R'_b, R''_b 分别为相应于床面阻力(即包括沙粒与沙波的综合阻力,下同)、沙粒阻力及沙波阻力的水力半径。

运用能坡分割法,可导得:

$$J_b = J'_b + J''_b \quad (2-54)$$

式中: J_b, J'_b, J''_b 分别为相应于床面阻力、沙粒阻力及沙波阻力的能坡。

当按达西-韦斯巴赫公式计算阻力时,利用式(2-53)或(2-54)均可导得:

$$f_b = f'_b + f''_b \quad (2-55)$$

式中: f_b, f'_b, f''_b 分别为相应于床面阻力、沙粒阻力及沙波阻力的阻力系数。

三、动床阻力的计算

完整的动床阻力计算方法,理应全面考虑河床形态发展的各个阶段和影响阻力的众多因

素。但现在已有的计算方法虽多,却都还没有完全做到这一点。

这里先介绍爱因斯坦基于分割水力半径的计算方法。

他所依据的计算沙粒阻力的公式,为寇利根(G. H. Keulegan)分析巴辛(H. E. Bazin)资料所建立的对数阻力公式。这个公式可通过积分对数流速分布公式求得。寇利根的阻力公式为:

$$\frac{U}{U_*} = 5.75 \lg \left(12.27 \frac{R\chi}{K_s} \right) \quad (2-56)$$

此式系一综合公式,它概括了光滑床面、粗糙床面及过渡区的各种情况。式中的校正参数 χ 及其他符号的含义和式(2-14)完全一致。之所以称式(2-56)为阻力公式,是因为对于恒定均匀尚无沙波运动的动床水流,可按定床水流估算其垂线平均流速。由水力学知 $\frac{U}{U_*} = \frac{C}{\sqrt{g}}$,故式(2-56)实际上也是阻力公式。属于这一类的,除上述对数公式外,还有曼宁公式、谢才公式和韦斯巴赫公式等,由类似的分析可知,各公式的系数均为阻力系数。各系数之间有如下关系:

$$\frac{R^{\frac{1}{6}}}{n\sqrt{g}} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{U}{U_*} = \sqrt{\frac{8}{f}} \quad (2-57)$$

根据式(2-56),已知 R 、 J 、 K_s ,即可求得平均流速 U 。但此式仅适用于床面、河岸糙度相同的条件之下;如用于糙度不相同的情况,须分开考虑,参考式(2-45a)的处理方法,只须将式(2-56)中的 R 改写为 R_b 即可(下同)。在下面的讨论中,为书写简便计,均仅限于床面、河岸糙度相同的特定条件。

爱因斯坦认为,床面出现沙波之后,式(2-56)仍然可用,但仅限于描述沙粒阻力,公式应改写为:

$$\frac{U}{U'_*} = 5.75 \lg \left(12.27 \frac{R'\chi}{K_s} \right) \quad (2-58)$$

相应的光滑床面及粗糙床面的阻力公式为:

$$\frac{U}{U'_*} = 5.75 \lg \frac{R' U'_*}{\nu} + 3.25 \quad (2-59a)$$

$$\frac{U}{U'_*} = 5.75 \lg \frac{R'}{K_s} + 6.25 \quad (2-59b)$$

式中: U'_* 为相应于沙粒阻力的摩阻流速, $U'_* = \sqrt{gR'J}$ 。

式(2-58)中包含两个未知数 R' 和 U ,要进行计算,尚需补充一个方程式。由于床面存在沙波的条件下 $R = R' + R''$,因此,只需找到一个求 R'' 或 $U'_* = \sqrt{gR'J}$ 的关系式就可求解。爱因斯坦认为,沙波的阻力系数 f'' 应与推移质输沙强度有关,而推移质输沙强度(在下节中将证明)应与下述水流参数有关:

$$\phi' = \frac{(\gamma_s - \gamma) D_{35}}{\gamma R' J} \quad (2-60)$$

这里采用与沙粒阻力相应的水力半径,是因为全部水流剪切力中,仅仅是消耗于克服沙粒阻力的水流剪切力 $\tau' = \gamma R' J$ 才对推移质的输移起作用;而消耗于克服沙波阻力的另一部水流剪切力 $\tau'' = \gamma R'' J$ 所导致的紊动主要发生在沙波波峰下游的分离面上,距床面泥沙还有一段距离,对泥沙的起动、跃移是不起作用的。

考虑到 $\frac{U}{U_*} \approx \sqrt{\frac{8}{f}}$ 故应存在 $\frac{U}{U_*} \sim \psi'$ 的函数关系。爱因斯坦整理实际资料，得到 $\frac{U}{U_*} \sim \psi'$ 关系曲线，见图 2-12。有了这一曲线，在床面存在沙波时，已知 R 、 J 及床沙粒配，结合运用式(2-58)，就可求得断面平均流速 U 。具体计算步骤为：先假定一个 R' ，计算 ψ' ，在图 2-12 中查曲线得比值 U/U_* ；再取 $K_s = D_{35}$ ，并利用式(2-58)，计算 U ；根据已确定的 U/U_* 及求出的 U 值，算出 U_* 及 R'' ；如 R'' 满足 $R = R' + R''$ ，则所假定的 R' 正确；否则重新假定 R' ，再行试算，直到满足要求为止。如果已知的要素不同，例如已知 Q 、 J 及床沙粒配，则计算时应增加一个连续方程 $Q = AU$ ，至于计算步骤虽略有差异，但实质是一样的。

利用上述方法可分别求得沙粒阻力、沙波阻力及河床阻力，得到的结果是比较全面的。存在的问题是，计算手续繁琐，而且根据实际资料定出的图 2-12 中的曲线，点子比较散乱，比较粗略。

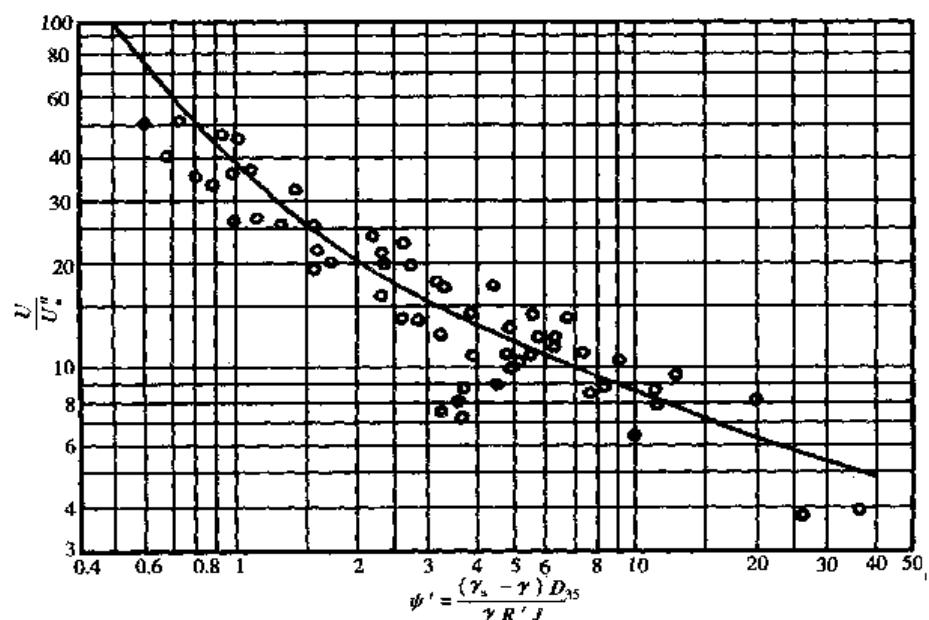


图 2-12 $\frac{U}{U_*} \sim \psi'$ 关系曲线

动床阻力的计算，除利用对数流速公式和达西-韦斯巴赫公式以外，应用较多的还有指数阻力公式，其推导过程如下所述。

当用谢才公式和巴甫洛夫斯基(Н. Н. Павловский)公式，即：

$$U = C \sqrt{RJ} \quad (2-61)$$

和

$$C = \frac{1}{n} R^\gamma \quad (2-62)$$

计算阻力时，若河底无沙波，则可以认为：

$$n = \frac{1}{A} D^\gamma \quad (2-63)$$

将式(2-62)、(2-63)代入式(2-61)中，则可得到：

$$U = A \left(\frac{R}{D} \right)^\gamma \sqrt{RJ} \quad (2-64)$$

式中： γ 为指数； D 为代表粒径，以 m 为单位。

将式(2-64)与曼宁公式比较,相当于 $y = 1/6$, $n = D^{1/6}/A$;与达西—韦斯巴赫公式比较,相当于 $f = 8g(D/R)^{2y}/A^2$ 。对静平床而言,比例系数 A 的取值与床沙粒配、形状、及排列状况有关。当取 $y = 1/6$,并以 D_{50} 作为代表粒径时,如颗粒形状比较规则,排列比较紧密,则糙率较小,可取 $A = 23 \sim 24$;如颗粒形状不很规则,排列比较松散,则糙率较大,可取 $A = 19 \sim 20$;当河床出现沙波时, A 为变值。随着沙波的产生、发展、消失,糙率将由开始时的常数值逐渐增大,然后逐渐减小;相应地, A 将由开始时的常数值逐渐减小,然后再逐渐增大。研究表明,床面形态与推移质输沙强度相对应,而推移质输沙强度又与水流参数 ψ' 有关,所以,参数 A 与 ψ' 有关。水流参数用相对于起动切应力的水流剪切力表示时,取式(2-60)或类似形式的表达式,也可用相对流速 U/U_c 表示。

钱宁等整理黄河下游的一些实测资料,求得 A 与 ψ' 的关系如图 2-13 所示。求 A 时,取 $y = 1/6$,代表粒径用 D_{60} ; ψ' 按式(2-60)取值。至于 R' 则仍按对数流速公式(2-58)进行计算。在已知 R 、 J 及床沙粒径条件下,其计算步骤为:先假定一个 R' ,计算 ψ' ,在曲线上查得 A 值;利用式(2-64)计算断面平均流速 U ;然后再由式(2-59b)反求 U'_* 得 R' 值,看与假定值是否相符,不符则重新试算。

李昌华等以相对流速 U/U_c 为参数,整理长江、黄河及赣江资料,求得 A 与 U/U_c 之间的关系,见图 2-14。图中,对于长江,取 $y = 1/6$;对于黄河及赣江,取 $y = 1/5$; U_c 为起动流速,按岗恰洛夫公式(2-12)计算。

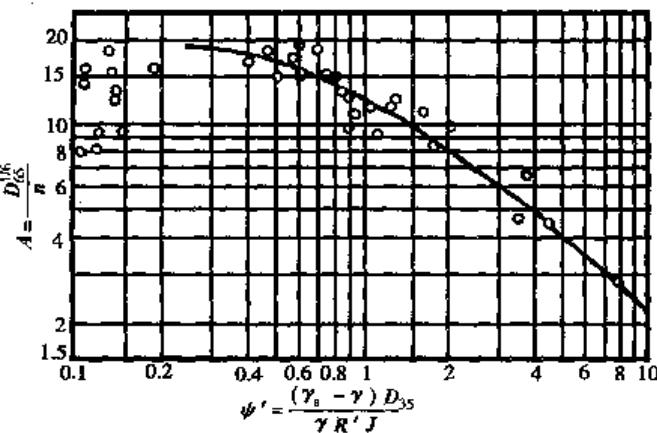


图 2-13 A 与 ψ' 关系图

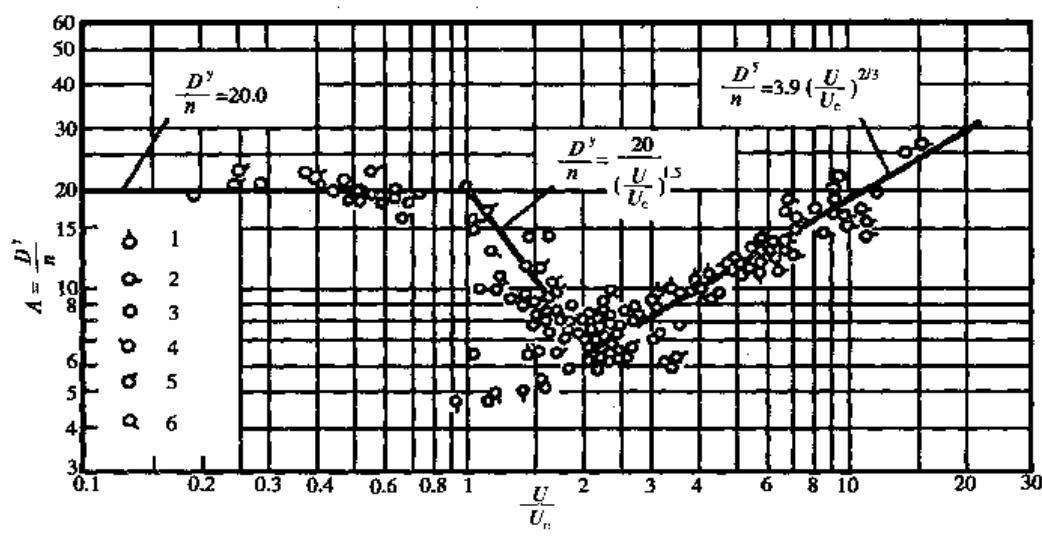


图 2-14 A 与 U/U_c 关系图

1-长江;2-黄河;3-废黄河;4-人民胜利渠;5-赣江水系;6-抚河水系

由上面的介绍可见,推求相应于沙粒阻力的水力半径 R' 之过程相当复杂。为了避免试算的麻烦,可采用梅叶—彼德(E. Meyer-Peter)修正剪力的方法,具体可见关于对式(2-75)之说明。

第五节 推移质输沙率

一定的水流及床沙组成条件下,河道处于不冲不淤输沙平衡状态时,单位时间内通过过水断面的推移质数量,称为推移质输沙率,以 G_b 表示;泥沙数量通常以质量或重量计,习用单位为 kg/s (或 N/s)。一般情况下推移质输沙率以通过单位宽度的数量 g_b 表示,称为单宽推移质输沙率,单位为 kg/(s\cdot m) [或 N/(s\cdot m)]。

一定的水流、泥沙条件下,水流只能输送一定数量的推移质。如果河流上游推移质来沙量超过本河段的输沙率就会发生淤积,反之则冲刷。在研究河床演变、估算河床冲淤以及采取措施防止推移质进入电站磨损水轮机等问题时,都必须对推移质运动规律和推移质输沙率有正确的认识。

推移质运动的强弱与水流强度关系很大,当流速增大时,推移质中较细的部分可能转化为悬移质;当流速减小时,推移质中较粗的部分可能转化为床沙。由于流速对推移质运动影响较强,河道水流又具有紊动性质,推移质运动在时间和空间上均具随机性,因此,推移质运动具有非连续性。对单颗推移质泥沙而言,其运动是走走停停,时快时慢;其集体运动又表现为连续的沙波运动,因此研究推移质运动是一个非常复杂的问题。目前对其运动规律的了解还不够透彻,一个很重要的原因是至今还没有能精确测量推移质输沙率的工具和方式,推移质运动规律的研究还需进一步开展大量工作。推移质输沙率的研究途径大致分为五类:以流速为主要参变数、以拖曳力为主要参变数、根据能量平衡观点、从统计法则考虑以及按沙波运行规律来分析等,现分别介绍如下。

一、以垂线平均流速为主要参变数的公式

建立这类公式的基本思路是,认为影响推移质输沙强度的主要水力因素是流速,流速愈大,则推移质输沙率愈大。

设推移质的前进速度为 u_b ,床面层厚度为 KD ,则单宽推移质输沙率为:

$$g_b = \rho_s u_b m_s K D \quad (2-65)$$

式中: K 为表示床面层厚度的系数,其值约为 1~3; m_s 为动密实系数,即床面层中运动着的泥沙体积占整个床面层体积的比例。

床面泥沙受水流作用而运动,而泥沙的密度大于水体的密度,故泥沙的运动速度 u_b 必然小于河底作用流速 u_0 。可以设想,它们之间应存在如下形式的关系:

$$u_b = A(u_0 - u_{0c})$$

式中: u_{0c} 为起动底速; A 为比例系数。

采用指数流速分布公式(2-8),应有

$$u_0 = (1 + m) a^m U \left(\frac{D}{h} \right)^m$$

$$u_{0c} = (1 + m) a^m U_c \left(\frac{D}{h} \right)^m$$

故 $u_b = (1 + m) a^m A (U - U_c) \left(\frac{D}{h} \right)^m \quad (2-66)$

动密实系数 m_s 显然随流速的增加而增加,随起动流速的增加而减小,可以设想,它们之

间应存在如下关系：

$$m_s = \eta \left(\frac{U}{U_c} \right)^n \quad (2-67)$$

式中： n 为指数， η 为系数。

将式(2-66)、(2-67)代入式(2-65)中，化简后，得：

$$g_b = \varphi \rho_s D (U - U_c) \left(\frac{U}{U_c} \right)^n \left(\frac{D}{h} \right)^m \quad (2-68)$$

式中： φ 为综合系数， $\varphi = (1 + m) a^m A K \eta$ ； n 、 m 为待定指数，应根据实测推移质输沙率资料反求。属于这类公式的有：

1. 列维(И.И.Леви)公式

$$g_b = 2D(U - U_c) \left(\frac{U}{\sqrt{gD}} \right)^3 \left(\frac{D}{h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2-69)$$

式中：单位为 kg·m·s。资料范围： $D = 0.25 \sim 23$ mm； $h/D = 5 \sim 500$ ； $U/U_c = 1.0 \sim 3.5$ 。

2. 沙莫夫公式

$$g_b = 0.95 D^{\frac{1}{2}} (U - U'_c) \left(\frac{U}{U'_c} \right)^3 \left(\frac{D}{h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2-70)$$

式中： U'_c 为止动流速， $U'_c = \frac{1}{1.2} U_c = 3.83 D^{\frac{1}{3}} h^{\frac{1}{6}}$ 。式中单位为 kg·m·s。资料范围： $D = 0.2 \sim 0.73$ mm， $13 \sim 65$ mm； $h = 1.02 \sim 3.94$ m， $0.18 \sim 2.16$ m； $U = 0.40 \sim 1.02$ m/s， $0.80 \sim 2.95$ m/s。沙莫夫指出，式(2-70)不宜用于平均粒径小于 0.2 mm 的泥沙。

3. 窦国仁公式

$$g_b = \frac{127.2}{C_0} D (U - U_c) \left(\frac{U}{U_c} \right)^3 \quad (2-71)$$

式中： $C_0 = \frac{C}{\sqrt{g}}$ 为无因次谢才系数；单位用 kg·m·s。

4. 岗恰洛夫早期的推移质输沙率公式

$$g_b = 2.08 D (U - U_c) \left(\frac{U}{U_c} \right)^3 \left(\frac{D}{h} \right)^{1/10} \quad (2-72)$$

岗恰洛夫 1962 年公式

$$g_b = (3.0 \sim 5.3) (1 + \phi) D (U - U'_c) \left(\frac{U^3}{U'_c^3} - 1 \right) \quad (2-73)$$

两式的单位均为 kg·m·s；上式中， U'_c 为止动流速，可用 $U'_c = 0.71 U_c$ 计算； ϕ 为与紊动有关的系数，可根据泥沙粒径和水温，由专门的表格查得（见表 2-1）。该式资料范围： $D = 0.08 \sim 10$ mm， $\frac{h}{D} = 10 \sim 1550$ ， $\frac{U}{U_c} = 0.72 \sim 13.1$ ；对于天然河道，公式前面的系数取 3.0；水槽取 5.3。

紊动系数 ϕ 值计算表

表 2-1

D (mm)	ϕ				D (mm)	ϕ			
	5°C	10°C	15°C	20°C		5°C	10°C	15°C	20°C
0.01	308	266	232	205	0.04	39	33.4	29.1	25.9
0.02	110	94	82	73	0.06	21	18.2	15.8	14.0

续上表

D(mm)	ϕ				D(mm)	ϕ			
	5℃	10℃	15℃	20℃		5℃	10℃	15℃	20℃
0.1	9.75	8.4	7.3	6.5	0.8	1.48	1.44	1.42	1.40
0.2	3.95	3.55	3.25	3.0	1.0	1.29	1.28	1.25	1.24
0.4	2.27	2.18	2.09	2.0	1.2	1.18	1.16	1.15	1.13
0.6	1.76	1.71	1.67	1.63	1.5	1.04	1.03	1.02	1.01

以上介绍的公式,尽管各不相同,但有一个共同点,即推移质输沙率 g_b 约与 U^4 成正比。这说明流速的细微变化对推移输沙率有着显著的影响。

二、以拖曳力为主要参数的公式

以拖曳力为主要参变数的公式,其基本认识是拖曳力与起动拖曳力的差值愈大,推移质输沙率也愈大。

1. 杜波依斯(P. DuBoys)公式

杜波依斯于 1879 年第一次提出推移质运动拖曳力理论,其公式如下:

$$g_b = \psi \tau_0 (\tau_0 - \tau_c) \quad (2-74)$$

式中: τ_c —一起动拖曳力, $\tau_c = f(\gamma_s - \gamma)D$, 其中 f 为摩擦系数;

τ_0 —水流拖曳力, $\tau_0 = \gamma h J$;

ψ —表征泥沙输移的特性系数。

杜波依斯假定泥沙在水流拖曳力作用下成层运动,但这一假定与事实上推移质以跳跃方式运动为主不符,现已很少采用。但他提出推移质输沙率是水流拖曳力和泥沙起动拖曳力差值的函数,这一观点一直为不少科研工作者采用、补充、发展。

2. 梅叶 - 彼德(E. Meyer - Peter)公式

$$g_b = \frac{\left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \gamma h J - 0.047 (\gamma_s - \gamma) D \right]^{\frac{3}{2}}}{0.125 \rho^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \right) g} \quad (2-75)$$

式中: n —河床综合曼宁糙率系数,可由实测资料反求, $n = h^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}} / U$;

n' —河床平整情况下的沙粒曼宁糙率系数, $n' = D_{90}^{1/6} / 26$, 其中 D_{90} 为床沙粒配曲线中 90% 较之为小的粒径。

式(2-75)单位为 t/m·s, γ_s 、 γ 单位为 kN/m³。用于非均匀沙时,粒径 D 应采用平均粒径 D_m 。该式采用的试验资料范围: $D_m = 0.4 \sim 30$ mm, 坡降 $J = 0.0004 \sim 0.02$, 水深 $h = 1 \sim 120$ cm, 流量 $Q = 0.0002 \sim 4$ m³/s, 泥沙密度 $\rho_s = 1.25 \sim 4.2$ t/m³。

梅叶 - 彼德公式的特点是,实验资料范围广,精度高,考虑因素多,推导过程也较细致,在粗沙及卵石河床上应用时,较之其它公式把握性更大一些。试验是在床面泥沙绝大部分处于运动状态下进行的。我国很多山区河流,如洪水不是很大,床面相当部分粗颗粒泥沙处于不动状态,这时如用梅叶 - 彼德公式,所得结果偏大。

值得注意的是式(2-75)中,在 $\tau = \gamma h J$ 之前加了修正系数 $(n'/n)^{3/2}$ 。之所以要这样做是因为当拖曳力不变而床面出现沙波时,实测资料表明推移质输沙率会减小。这是因为如上节所

述,不是全部拖曳力,而只是与沙粒阻力有关的一部分拖曳力才对推移质输移起作用。由该式可知与沙粒阻力有关的拖曳力 $\tau' = \left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2} \gamma h J$; 相应地,与沙粒阻力有关的摩阻流速 U'_* 为

$$U'_* = \left(\frac{n'}{n}\right)^{3/4} U_* \quad (2-76)$$

利用上述关系可简化推求 τ' 、 U'_* 以至 R' 的工作量。

三、根据能量平衡观点建立的公式

理论分析和实测资料均证实,水流为维持推移质处于运动状态,必然要消耗一部分能量。既然水流能量消耗与推移质运动有关,就可从能量平衡观点来研究推移质输沙率。拜格诺关于推移质输移的水流功率理论就是以此为出发点的。

设 W'_b 为单位床面面积上推移质的水下重量, u_b 为推移质平均运动速度, 则以水下重量计的单宽推移质输沙率为:

$$g'_b = W'_b \bar{u}_b \quad (2-77)$$

g'_b 具有功率的量纲, 但它还不是搬运泥沙所作的功, 因为重力 W'_b 的作用还不是沿着推移质前进的方向。将式(2-77)乘以摩擦系数 $\operatorname{tg}\alpha$, 可得切线方向的力在单位时间内为搬运泥沙所需要作的功为

$$W'_b \bar{u}_b \operatorname{tg}\alpha$$

单位床面上水流提供的功率, 即单位时间的势能损失可取为 $\tau_0 U$, 其中用于使泥沙推移运动的部分为 $\tau_0 U e_b$, e_b 为水流搬运推移质的效率系数。

单宽推移质输移的能量平衡式可写成:

$$W'_b \bar{u}_b \operatorname{tg}\alpha = \tau_0 U e_b$$

注意到式(2-77), 可得单宽推移质输沙率为:

$$g'_b = \frac{\tau_0 U}{\operatorname{tg}\alpha} e_b \quad (2-78)$$

如将 g'_b 改写为以干质量计的形式, 则为

$$g_b = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} \cdot \frac{\tau_0 U}{g} \cdot \frac{e_b}{\operatorname{tg}\alpha} \quad (2-79)$$

式中: τ_0 为挟沙水流作用在床面上的拖曳力, U 为垂线平均流速。

拜格诺曾根据一定的逻辑推理, 从试验资料中分析得出 e_b 与 U 及 D 有关。当 U 自 0.3 m/s 增大至 3 m/s 时, 对于 $D = 0.03 \text{ mm}$ 的泥沙, e_b 自 0.15 减小至 0.138 ; 当 $D = 0.3 \text{ mm}$ 时, e_b 自 0.14 减小到 0.12 。即在上述条件下, e_b 大致在 $0.12 \sim 0.15$ 的范围内变化。

窦国仁于 1974 年提出的推移质输沙率公式也属于这一类型。他认为水流能量在运动过程中消耗于克服河床阻力, 一部分通过脉动能量悬浮泥沙, 另一部分则用以输送推移质。单位时间内在单位床面上用于输送推移质的水流能量为 $K\tau_0(U - U'_c)$, 式中 K 为水流输送推移质的效率系数, 与拜格诺公式中的效率系数 e_b 类似; 不同的是, 他引入了止动流速 U'_c , 避免了拜格诺公式中 U 取任意小值时均能算出推移质输沙率的缺陷。

考虑床面上某一范围, 其中有 n_1 颗泥沙, 则该范围的面积为 $\frac{n_1}{m} \frac{1}{4} \pi D^2$, 其中 m 为泥沙平面密实系数, D 为粒径。如果从上述范围移走的沙粒数目为 n_2 , 它们跳离床面的速度为 v_s , 则可

写出能量平衡方程：

$$K\tau_0(U - U'_c) \frac{n_1}{m} \frac{\pi}{4} D^2 = n_2 \frac{\pi}{6} D^3 (\gamma_s - \gamma) v_s \quad (2-80)$$

在泥沙输移平衡时，单位时间内从床面冲起的泥沙数量，应等于同一时间降落的泥沙数量，即 $n_2 v_s = n_3 \omega$ ，这里 n_3 为讨论范围内床面上运动的泥沙颗粒数目， ω 为沉速。

联解以上两式，即可求得 n_3 值。假设推移质运移速度与水流平均速度成正比，等于 $K_1 U$ ，则单宽推移质输沙率应为：

$$g_b = \rho_s \left(\frac{n_3}{\frac{n_1}{m} \frac{\pi}{4} D^2} \frac{\pi}{6} D^3 \right) K_1 U$$

上式括号中的量可理解为床面上运动泥沙的密实厚度。将联解所得的 n_3 值代入，化简后得

$$g_b = K_0 \frac{\rho_s}{(\gamma_s - \gamma)} \tau_0 (U - U'_c) \frac{U}{\omega}$$

或

$$g_b = \frac{K_0}{C_0^2} \frac{\rho_s \gamma}{\gamma_s - \gamma} (U - U'_c) \frac{U^3}{g \omega} \quad (2-81)$$

式中： C_0 为无因次谢才系数，作者建议按 $C_0 = 2.5 \ln(11h/K_s)$ 或 $C_0 = h^{1/6}/(n \sqrt{g})$ 计算，其中 K_s 的取值同式(2-29)； K_0 为综合系数，根据吉尔伯特(R. K. Gilbert)和岗恰洛夫水槽试验资料，对全部近底泥沙而言 $K_0 = 0.1$ ；根据长江部分水文站实测资料分析，对沙质推移质， $K_0 = 0.01$ ；对悬移质中床沙质而言， $K_0 = 0.09$ ； U'_c 为止动流速，可按式(2-29)计算，但其中 $m = 0.265$ 。

四、根据统计法则建立的公式

建立上述几种推移质输沙率公式时，考虑的都是时均情况。实际上，床面附近的泥沙运动与泥沙当时所在位置及遭遇到的瞬时流速有关，具有随机性质。因此，建立推移质运动模型时，不考虑推移质运动随机性质的特征，是不可能做到全面深入的。自 1950 年爱因斯坦开始，考虑推移质运动的随机性质，用统计法则来研究推移质输沙率公式，已成为一种重要的途径。这里介绍爱因斯坦的推移质运动理论。

爱因斯坦根据一系列预备试验和统计分析，得到下列几点对推移质运动的基本认识：

(1) 河床表面的泥沙及运动的推移质组成一个不可分割的整体，它们之间存在着不断的交换。运动—静止—再运动，说明了床面泥沙的全部历史。沙粒在床面上停歇的时间愈久，输沙率愈小，推移质输沙率的大小实质上决定于沙粒在床面上停留时间的长短。

(2) 从泥沙运动的随机性质出发，应该用统计学的观点来讨论大量泥沙颗粒在一定水流条件下的运动过程，而不是去研究某一颗粒或几颗沙粒的运动。

(3) 任何沙粒被水流带起的概率，决定于泥沙的性质及其周围床面附近的流态，与沙粒过去的历史无关。

(4) 使泥沙运动的作用力主要是上举力，当瞬时上举力大于沙粒在水中的重量时，床面沙粒就进入运动状态。一定的沙粒，在床面各处的起动概率相同。

(5) 沙粒在走完一段距离以后，就要进行一次选择：究竟是继续保持运动状态，还是沉落到河床上。这个距离称为单步距离，其长短决定于沙粒的大小及形状，与水流条件、床沙组成及推移质输沙率无关。对于具有一般球度的沙粒来说，单步距离约相当于粒径的 100 倍。

(6) 沙粒在完成一个单步距离以后,只要当地的瞬时水流条件不足以维持其继续运动,就会在那里沉落下来。对于一定的沙粒,其在床面各处沉落的概率都是一样的。

下面就从这些概念出发,推导均匀沙推移质输沙率公式。

泥沙的沉积率:作推移运动的泥沙颗粒,当走完一个单步距离 λD 以后(λ 为比例系数,约为 100),如果正好落在水流上举力大于沙粒在水下的重量的一部分床面时,就不可能在那里沉积下来,而会继续第二个行程的运动。如令 p 为这一部分床面所占的百分比,则 N 颗泥沙在起始处运动并完成第一个单步距离以后,其中有 $N(1-p)$ 颗泥沙在走完 λD 距离后就沉落下来,剩下的 Np 颗泥沙则继续运动前进。这样继续向前运动的泥沙中,在完成第二个单步距离以后,又有 $Np(1-p)$ 颗泥沙在走完第二个 λD 后就沉积下来,再剩下 Np^2 颗泥沙继续前进,如此不断发展下去。由此可以看出,全部沙粒的平均运动距离 L_0 为

$$L_0 = \sum_{n=0}^{\infty} (1-p)p^n(n+1)\lambda D = \frac{\lambda D}{1-p} \quad (2-82)$$

设取起始断面 $O-O$ 如图 2-15 所示, g_b 为推移质单宽输沙率,单位时间内通过该断面的泥沙,不论它们在上游什么地方开始最近这一次运动,平均而言都将在起始断面下游长度 L_0 的范围内沉淀下来,故单位时间、单位面积上泥沙的沉积率为

$$\frac{g_b}{1 \times L_0} = \frac{g_b(1-p)}{\lambda D}$$

泥沙的冲刷率:在单位面积的河床上,泥沙 a 颗粒的总数可以假定等于 $1/a_2 D^2$,它们的质量为 $\rho_s a_3 D^3 / a_2 D^2$ 。这些颗粒中,能被举起的概率为 p ,则在单位面积上将有质量为 $(a_3/a_2) \rho_s p D$ 的泥沙被冲刷外移,其中 a_2, a_3 均为与泥沙形状有关的系数。设这样的泥沙被举起完全脱离床面所需要的时间为 t ,则单位时间单位面积上冲起的泥沙质量为 $(a_3/a_2) \rho_s D p / t$ 。在输沙平衡时, t 应等于相同重量泥沙沉落到床面所需要的时间,可以设想,后者与泥沙在静水中沉降一个粒径的距离所需要的时间成正比,即

$$t \propto \frac{D}{\omega} \text{ 或 } t = a_0 \frac{D}{\sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g D}}$$

式中: ω 为泥沙沉速; a_0 为另一个比例常数。这样,单位面积上的泥沙冲刷率为

$$\frac{\frac{a_3}{a_2} \rho_s p D}{a_0 \frac{D}{\sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g D}}} = \frac{a_3}{a_2 a_0} \rho_s p \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g D}$$

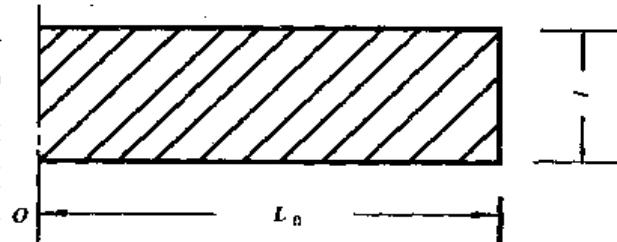


图 2-15 进入断面 $O-O$ 的泥沙沉积后的平均分布范围

在输沙平衡情况下,单位时间单位面积上的泥沙沉积率应等于冲刷率,故

$$\frac{g_b(1-p)}{\lambda D} = \frac{a_3}{a_2 a_0} \rho_s p \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g D}$$

或 $\frac{p}{1-p} = \frac{a_2 a_0}{\lambda a_3} \frac{g_b}{\rho_s D \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} g D} = A_* \Phi$ (2-83)

式中:

$$A_* = \frac{a_2 a_0}{\lambda a_3}$$

$$\Phi = \frac{g_b}{\rho_s D \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} g D}$$
 (2-84)

Φ 被称为推移质输沙强度参数, 即无因次输沙率。式(2-83)可进一步改写为

$$p = \frac{A_* \Phi}{1 + A_* \Phi}$$
 (2-85)

上式表达了泥沙冲刷外移的概率 p 与推移质运动强度的关系。进一步的推导归结于求 p 与水流强度的关系。

泥沙冲刷外移的概率 p 应取决于水流强度。由式(2-2)知, 水流作用在泥沙颗粒上的时均上举力 \bar{F}_L 的表达式为

$$\bar{F}_L = C_L a_2 D^2 \gamma \frac{\bar{u}_0^2}{2g}$$
 (2-86)

爱因斯坦根据埃尔-萨姆尼(E. A. El-Samni)的试验成果, 发现对于均匀沙来说, 若取距理论床面 $0.35D$ 处的流速作为上式中的作用流速 \bar{u}_0 , 则 $C_L = 0.178$, 上举力的脉动遵循正常误差定律, 其标准偏差为时均上举力的 $1/2$ 倍。采用对数流速分布公式(2-14), 因 $y = 0.35D$, $K_s = D$, 故作用流速 \bar{u}_0 应为

$$\bar{u}_0 = 5.75 U_*' \lg(10.6\chi)$$
 (2-87)

这里采用与沙粒阻力有关的摩阻流速 U_*' , 是因为在存在沙波条件下, 仅与沙粒阻力有关的一部分才对推移质运动起作用。

令 $\eta = F'_L / \bar{F}_L$, F'_L 为上举力脉动值, 则瞬时上举力

$$F_L = \bar{F}_L + F'_L = \bar{F}_L(1 + \eta)$$
 (2-88)

将式(2-87)代入式(2-86), 再代入式(2-88), 得

$$F_L = 0.178 a_2 D^2 \frac{1}{2} \rho 5.75^2 U_*'^2 \lg^2(10.6\chi) \cdot (1 + \eta)$$

式中: η 称为上举力的相对脉动值, 系时间 t 的函数。假定 η 的标准偏差为 η_0 , 并令 $\eta_* = \eta / \eta_0$, 代入上式, 即得

$$F_L = \frac{0.178 a_2 5.75^2}{2} D^2 \gamma R_b J \lg^2(10.6\chi) (1 + \eta_* \eta_0)$$
 (2-89)

沙粒在水下的重量 W 为

$$W = (\gamma_s - \gamma) a_3 D^3$$

只有当 $F_L > W$ 时, 沙粒才能被冲走, 因此起动概率 p 就是 $W/F_L < 1$ 的机遇, 将上式及式(2-89)代入此不等式中, 得

$$1 > \left(\frac{1}{1 + \eta_* \eta_0} \right) B' \phi$$
 (2-90)

式中: ϕ 称为水流参数:

$$\psi = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{D}{R_b J} \quad (2-91)$$

$$B' = \frac{B}{\beta^2}$$

其中：

$$B = \frac{2a_3}{0.178a_2 5.75^2}$$

$$\beta = \lg(10.6\chi)$$

爱因斯坦认为，上举力的脉动是与纵向流速的脉动相关联的，不论瞬时纵向流速是正还是负，上举力总是正的。据此，认为式(2-88)中的 $(1 + \eta)$ 应取绝对值 $|1 + \eta|$ ，则不等式(2-90)将变为

$$|1 + \eta_* \eta_0| > B' \psi$$

亦即

$$|\frac{1}{\eta_0} + \eta_*| > \frac{B'}{\eta_0} \psi = B_* \psi$$

式中： $B_* = B'/\eta_0$ 。故沙粒被举离床面的极限状态为：

$$\eta_* = \pm B_* \psi - \frac{1}{\eta_0}$$

在这个范围内，上举力小于沙粒在水下的重量，沙粒不会起动。

由于上举力脉动的分布遵循正常误差定律，因此 η_* 的概率分布也应该遵循正常误差定律。因沙粒起动概率与不动概率之和等于 1，所以起动概率 p 可以写成

$$p = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_* \psi - \frac{1}{\eta_0}}^{B_* \psi - \frac{1}{\eta_0}} e^{-t^2} dt \quad (2-92)$$

图 2-16 为这一方程的示意图。在绘有斜线的阴影区内，上举力大于沙粒在水中的重量，沙粒将为水流所起动，阴影区的面积之和即等于泥沙起动的概率 p 。

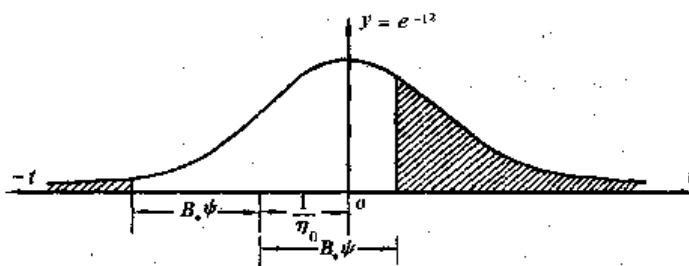


图 2-16. 推移质运动 η_* 分布示意图

合并式(2-85)及(2-92)，即得爱因斯坦推移质输沙率公式：

$$1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_* \psi - \frac{1}{\eta_0}}^{B_* \psi - \frac{1}{\eta_0}} e^{-t^2} dt = \frac{A_* \Phi}{1 + A_* \Phi} \quad (2-93)$$

式中的常数项 $1/\eta_0$ 采用埃尔 - 萨姆尼试验成果，取为 2.0。 A_* 及 B_* 根据均匀沙推移质试验成果确定， $A_* = 43.5$ ， $B_* = 0.143$ 。图 2-17 为式(2-93)与试验成果的比较，可以看出，两者十分接近。这个公式表达了推移质输沙强度参数 Φ 与水流参数 ψ 的关系。水流强度愈大， ψ 值愈小， Φ 值愈大，推移质输沙强度愈大。该式仅适用于均匀沙。

对于非均匀沙，爱因斯坦认为应考虑粗细颗粒的相互影响，可分粒径级计算。只须将式(2-93)中和 Φ 和 ψ 换成 Φ_* 和 ψ_* 即可： $\Phi_* = \frac{i_b}{i_0} \Phi$ ， i_b 、 i_0 分别为推移质和床沙中，该粒径级泥沙所

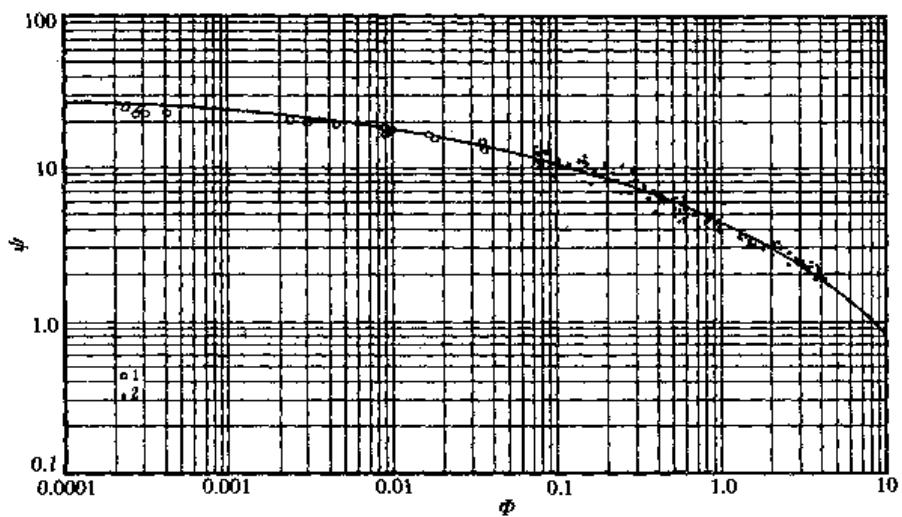


图 2-17 爱因斯坦推移质输沙率公式与试验成果的比较

1- $D = 28.65\text{mm}$ (梅叶—彼德); 2- $D = 0.785\text{mm}$ (吉尔伯特)

占百分比; $\psi_* = \frac{Y\xi\beta^2}{\theta}\psi$, 其中: β 同前; $\beta_x = \lg(10.6 \frac{X}{\Delta})$, X 为非均匀床沙中受到隐蔽作用的最大粒径, 设 Δ 为对数流速公式[式(2-14)]中的 K_s/χ , 当 $\Delta/\delta > 1.8$ 时, $X = 0.77\Delta$; 当 $\Delta/\delta < 1.8$ 时, $X = 1.39\delta$, δ 为近壁层流层厚度; Y 为考虑床面近壁层流层影响上举力系数的修正系数, 是 K_s/δ 的函数; ξ 为考虑隐蔽作用影响上举力系数的修正系数, 是 $\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{D_{90}}{R'_b J} Y \sqrt{\frac{D_{75}}{D_{25}}}$ 及 D/X 的函数; θ 为考虑分散甚广的非均匀沙中, 细颗粒受蔽作用影响上举力系数的修正系数, 是沙粒雷诺数 $U_* D/\nu$ 的函数。有兴趣了解这些函数关系的读者可参考作者原著或有关专著。

这里比较详细地介绍爱因斯坦推移质输沙率理论, 使读者能了解该理论考虑问题的途径及有关环节的处理方法。爱因斯坦推移质输沙率理论处理比较完整, 考虑较为全面, 对泥沙运动的理论研究产生了深远的影响。当然, 该理论在建立和推导过程中也作了一些简化; 例如, 把床面视为平整, 未考虑沙波运动的影响; 仅仅考虑上举力的作用, 未考虑推移力的作用; 取床面层厚度、单步距离及泥沙脱离床面的时间都仅与泥沙因素有关, 而与水流因素无关等, 这些方面还有待进一步完善。

后来, 维利卡诺夫 (M. A. Великанов)、窦国仁等均采用统计理论研究推移质输沙率公式并取得了一些成果, 特别是韩其为等运用统计理论对推移质运动进行了较为系统的探讨。

五、根据沙波运动规律建立的公式

前面已经提到, 凡推移质运动达到一定规模的处所, 必然出现沙波。因此, 对于一个河段, 掌握了它的沙波运动的性质、规律和发展趋势, 便能明了推移质运动的规律。由沙波的剖面图知, 单位宽度河床上, 沙波的体积 V_s 应为

$$V_s = a\lambda\Delta$$

式中: λ 为波长; Δ 为波高; a 为体积系数, 如将沙波纵剖面近似看成三角形, 则 $a = 1/2$ 。

假定沙波运行一个波长的距离所需的时间为 T , 泥沙的干密度为 ρ_s' , 则单位宽度内单位时间的平均推移质输沙量, 即单宽推移质输沙率应为

$$g_b = \frac{a\rho_s'\lambda\Delta}{T}$$

因沙波运行速度 $u_r = \lambda/T$, 故得

$$g_b = a\rho_s u_r \Delta \quad (2-94)$$

将 Δ 和 u_r 的关系式代入上式, 就能导得推移质输沙率计算公式。例如张瑞瑾将式(2-37)、(2-38)代入, 求得单宽推移质输沙率公式为:

$$g_b = 0.00124 \frac{a\rho_s U^4}{g^2 h^4 D^4} \quad (2-95)$$

根据沙波运动规律来推求推移质输沙率公式, 是一种有益的探讨。但上述方法只有当沙波在平面上分布比较规则, 具有接近二维的特点时, 才可望得到成功。一般在小河中较易达到上述要求。大江大河中, 沙波的平面分布十分复杂, 沙波形态及运动要素的测量与统计相当困难。因此, 该途径还需在大量收集、分析实测资料的基础上加以完善。

六、推移质输沙率公式的比较

本节介绍了几种不同类型的推移质输沙率公式, 尽管它们的理论出发点及公式的结构形式不同, 但实质上有许多相似之处, 且在一定范围内给出了几乎完全相同的结果。钱宁曾将几种较典型的推移质输沙率公式进行比较, 指出了它们之间的异同, 现将其讨论的方法和成果简单介绍如下:

1. 以平均流速为主要参变数公式之比较

前面已经介绍了沙莫夫、列维及岗恰洛夫公式, 这三个公式都是以平均流速为主要参变数的, 具有共同的结构形式, 可以直接进行比较。图 2-18 为三个公式在 $h = 15\text{cm}$, $\rho_s = 2.65\text{t/m}^3$, 及 $T = 20^\circ\text{C}$ 条件下的比较, 考虑了平均流速等于 0.5m/s 、 1.0m/s 及 1.5m/s 三种不同的情况。

由图可见, 沙莫夫和列维公式比较接近, 岗恰洛夫 1962 年公式因为包括了一部分悬移质在内, 所得输沙率普遍较其他两个公式为大。

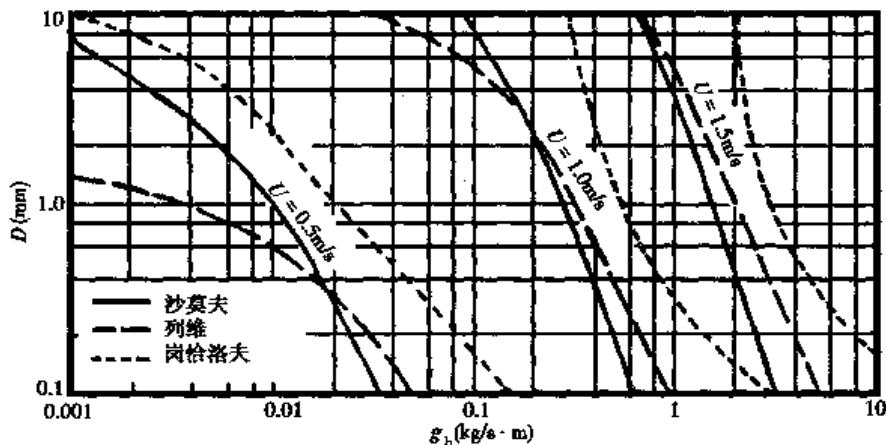


图 2-18 沙莫夫、列维、岗恰洛夫公式的比较(水深 $h = 15\text{cm}$)

2. 梅叶 - 彼德、拜格诺、爱因斯坦公式的比较

梅叶 - 彼德、拜格诺、爱因斯坦三个公式具有不同的结构形式, 因而必须将公式进行转化才能进行比较。比较时将其他公式均转化为爱因斯坦采用的输沙强度参数 Φ 与水流参数 ψ 之间的函数关系。图 2-19 为该三个公式的比较。为了使问题简化, 便于比较, 仅考虑了均匀沙在平整床面条件下的推移质输沙率。并且在计算时, 其起动条件为 $\theta_c = \left(\frac{1}{\psi}\right)_c$, 其中 ψ 用式(2-91)计算, θ_c 按梅叶 - 彼德公式计算, 即取 $\theta_c = 0.047$ 。

由图可见,当 $\phi (=1/\theta) > 2$, 即低强度输沙时, 各个公式比较接近, 并和实际资料符合较好。在这一区域内, 曲线坡度比较平缓, 表明水流强度的较小变化, 即可引起推移质输沙率的较大变化。当 $\phi < 2$, 即高强度输沙时, 各个公式便分散开来, 实际资料也比较分散。在这一区域内, 曲线坡度较陡, 且接近直线。由于高强度推移质输沙的实测资料较少, 哪一个公式比较符合实际, 目前尚难得出确切结论。

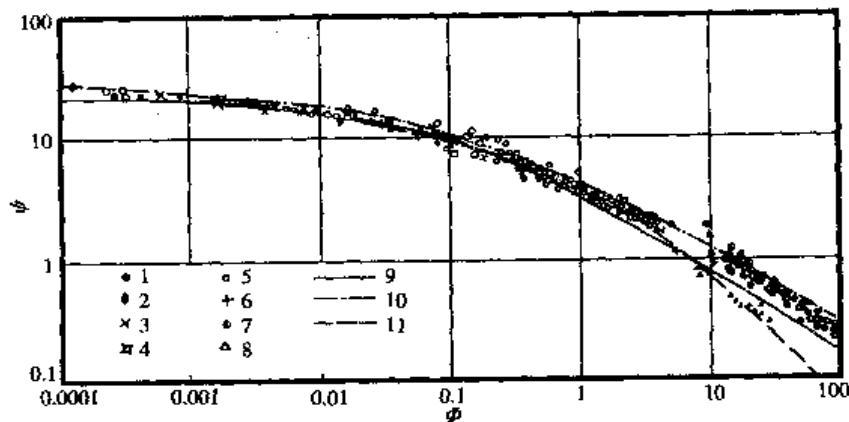


图 2-19 梅叶 - 彼德、拜格诺、爱因斯坦公式的比较
1-砾石; 2-沙; 3-褐煤渣; 4-重土(梅叶-彼德); 5-沙(吉尔伯特); 6-塑料(钱宁);
7-沙; 8-塑料(威尔逊); 9-梅叶-彼德; 10-拜格诺; 11-爱因斯坦;

从图 2-19 可见, 资料点群尚属密集, 似乎推移质运动规律比较明显。但应该指出, 图中所用资料点据基本上是实验水槽中获得的。天然河流中的水文情势与水槽试验有很大差异, 不仅泥沙粒配范围广, 床面形态复杂, 而且补给条件变化多端。这些公式是否能充分反映实际情况, 目前经验还不多, 将它们应用于工程实际时, 最好用本河段资料进行验证。因此, 进一步收集天然河流资料, 研究推移质运动规律是本学科亟待解决的问题之一。

思 考 题

1. 推移质运动规律的研究涉及哪些环节, 实际意义如何?
2. 按运动状态的不同, 泥沙运动的形式有哪几种, 和水流强度的关系怎样? 其中推移质运动多以哪种运动形式出现?
3. 推移质和悬移质有何区别? 它们是如何进行交换的?
4. 怎样表示泥沙的起动条件? 如何判别床面泥沙是否起动? 定量判别泥沙是否起动的困难是什么?
5. 试列出泥沙颗粒以滑动形式起动时力的平衡方程式, 并推导出起动流速公式的一般结构形式。运用多种形式的流速垂线分布公式, 将近底流速 u_0 转换为垂线平均流速 U , 进而推导出泥沙起动流速公式 U_c 。
6. 希尔兹的起动拖曳力理论有何特点? 试推导希尔兹的起动拖曳力公式。
7. 运用希尔兹理论求起动拖曳力时需要哪些实际资料, 计算步骤如何?
8. 试推导窦国仁的起动流速公式。窦国仁的起动流速公式与前面介绍的起动流速公式有何异同?
9. 试分析图 2-7 中曲线的变化趋势所反映出来的问题。
10. 何谓泥沙的止动流速与扬动流速? 它们和起动流速有何关系?
11. 研究沙波运动规律有何意义? 沙波按平面形态可分为哪些类型?

12. 试分析说明沙波的运动机理。随着水流强度的增加，沙波经历哪些发展阶段？河道中为什么会产生沙波？

13. 何谓动床阻力？它和定床阻力有何不同？如何划分床面与河岸阻力以及沙粒与沙波阻力？

14. 当河床上出现沙波以后，运用哪些方法、哪些公式来进行过流能力的计算？其计算步骤如何？计算中应当注意什么问题？

15. 何谓推移质输沙率？可以从哪些途径去进行研究，各种研究途径的基本思路如何？

16. 试推导爱因斯坦推移质输沙率公式。爱因斯坦推移质输沙率理论有何特点、贡献与不足？

17. 在应用本章中介绍的推移质输沙率公式来解决生产实际问题时，应当搜集哪些资料？应用公式时还应当注意些什么问题？

第三章 悬移质运动

天然河流中充满了大大小小的紊动漩涡。当运动在床面附近的泥沙遇到尺度较大的漩涡，而且漩涡的向上分速大于沙粒的沉速时，泥沙就会被漩涡挟带而悬浮。

在水中被紊动漩涡挟带、随水流浮游前进的泥沙称为悬移质，简称悬沙。在冲积平原河流中，悬移质占河流输沙的绝大部分，其数量往往为推移质的数十倍甚至更多；在一部分山区与丘陵河流中，悬移质输沙也占很大比重。

在研究引水排沙、河床演变等生产实际问题时，常需要了解含沙量沿水深分布的规律和悬移质输沙率的大小，本章将主要介绍这两方面的内容与计算方法。由于悬移质中，只是其中较粗部分泥沙的输沙率才同水流及河床组成条件有明确的关系，因而还要介绍床沙质与冲泻质的概念。

第一节 床沙质与冲泻质

泥沙按照其运动形式的不同，可分为推移质和悬移质；而按照其相对于床沙组成的粗细及来源的不同，运动泥沙又可分为床沙质和冲泻质。

输沙率是单位时间内通过河段下泄的包括推移质与悬移质在内的泥沙数量。一般而言，流量较大时，输沙率应该较大；反之，较小的流量对应的输沙率也应较小。然而，实测资料表明，只是泥沙颗粒较粗时，上述概念才正确，流量与输沙率之间才有明确的关系；而泥沙颗粒较细时，它们之间的关系相当散乱。图3-1所示的某河流中不同粒径级泥沙输沙率与流量间的关系正说明了这一情况。

出现这种现象，是因为运动泥沙和河床表面基本处于静止状态的泥沙（简称床沙）的组成有很大的差异。运动的泥沙包括推移质和悬移质两部分。推移质在床面附近运动，其组成与床沙相差不大，这一现象尚不明显；悬移质在水中运动，其组成与床沙就有明显的差异，如图3-2所示。由图可见，悬移质中较粗的一部分是床沙中大量存在的，对某一河段来说，这部分悬沙以及绝大部分推移质可以看成是来自相邻的上游段及本河段的河床，是从床沙中被带

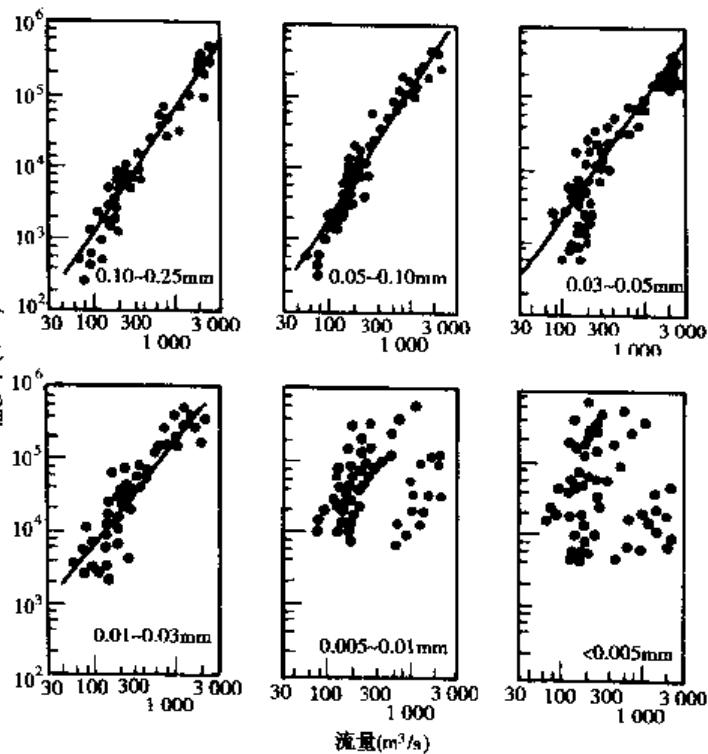


图 3-1 同一河流中不同粒径级泥沙输沙率与流量间的关系

起进入运动的泥沙,因此称为床沙质。“床沙”后加上“质”,是为了表明它是在水中运动的泥沙。相反,悬移质中较细的一大部分以及推移质中的极小部分是床沙中很少或几乎不存在的,它们起源于上游的流域冲蚀,是被水流长途挟带输送到本河段的,因此称为冲泻质。观察表明,靠近河床附近,各种泥沙不断发生交换。床沙质既然是床沙中大量存在的,就有充分的机会和床沙进行交换。如果上游进入本河段的床沙质数量较少,水流携带床沙质的能力有富余,就会从床沙中攫取泥沙得到补充,直到达到它所能携带的数量为止,在这过程中,河床相应发生冲刷;反之,若上游进入本河段的床沙质数量过多,则多余的部分就会落淤,河床相应发生淤积。由此可见,在不冲不淤相对平衡状态时,床沙质数量可以由水流及床沙组成条件决定。床沙质与河床的冲淤变化有密切的联系,所以又称为“造床质”。冲泻质却与此不同,它不可能在本河段床沙中得到充分补给,一般常处于次饱和状态,其数量基本上取决于流域的供沙,所涉及的因素非常复杂。因此,冲泻质泥沙的数量不可能由本河段的水流和床沙组成条件来确定,这就使得细颗粒泥沙的输沙率与河流的流量间没有明确的关系。这就是图 3-1 中,细粒泥沙输沙率与水流条件关系散乱的原因。冲泻质泥沙与床沙几乎不发生交换,同河床演变关系不密切,在河床变形计算时,常将其排除在外,因而也有把冲泻质称为“非造床质”的。

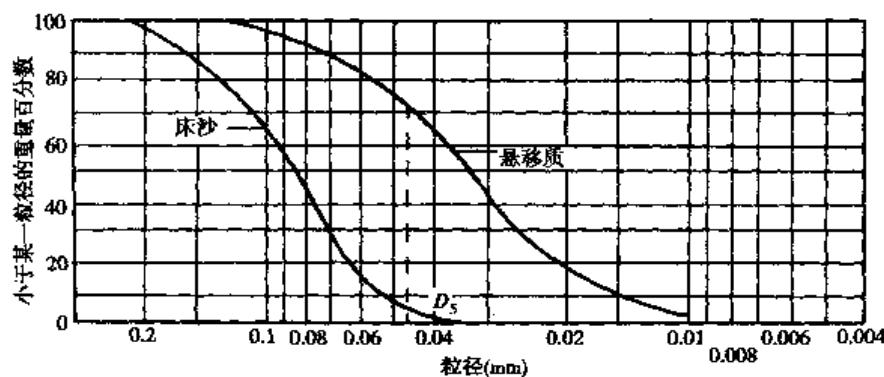


图 3-2 悬移质和床沙的级配曲线

需要指出,“床沙质与冲泻质”以及“推移质与悬移质”是对运动中泥沙两套不同的命名,不可将它们混淆。床沙质与冲泻质中,都可以同时包含有推移质与悬移质;反之,在推移质与悬移质中也可以同时包含有床沙质与冲泻质。自然,冲泻质因为较细,主要将以悬移形式运动,它在推移质中为数甚微,因而在研究推移质运动时通常不予考虑。不过,从概念上讲,把悬移质与冲泻质等同起来,把床沙质与推移质等同起来,或者认为床沙质只以悬移形式运动,都是不正确的。

床沙质与冲泻质既有区别,又有联系,它们在一定条件下可以相互转化。一般说来,床沙组成上游粗些,下游细些;同一粒径级的泥沙,在上游属于冲泻质,到下游就可能属于床沙质。例如冲积平原河流的中下游,细沙是床沙质,粉沙以下属于冲泻质;到了近海河口段,粉沙也可能变成床沙质,冲泻质就只是粘土或比粘土更细的物质了。在同一河段,因为洪水期与枯水期河床剧烈冲淤,或者因为修建水库后,处于坝下冲刷段或处于水库淤积区,其床沙组成发生变化,床沙质与冲泻质的划分也将随之而异。

从上面的分析可知,床沙质和冲泻质的分界不是绝对的,而是相对的。目前在划分床沙质与冲泻质时,常采用如下的经验准则:把悬移质级配曲线与相应的,即相同水流条件下的床沙级配曲线进行对比,以床沙级配中最细的 5% 的粒径 D_5 (也有用 D_{10} 的)作为划分床沙质和冲泻质的界限。以图 3-2 为例,在床沙级配曲线上查得 $D_5 = 0.047\text{mm}$, 则悬移质中大于 0.047mm

的泥沙为床沙质,小于0.047mm的泥沙为冲泻质。这样,在悬移质级配曲线上可定出悬移质中床沙质约占27%,冲泻质约占73%。若床沙级配曲线在纵坐标10%以下的范围内有比较明显的拐点,也可以该拐点处相应的粒径作为分界粒径。

第二节 含沙量沿水深分布

单位体积浑水中所含泥沙的数量称为含沙量或含沙浓度,工程中常用 S 表示,其含义为

$$S = \frac{\text{泥沙所占质量(或重量)}}{\text{浑水体积}}$$

此外,还有下列表达方式:

$$\text{体积比含沙量} \quad S_v = \frac{\text{泥沙所占体积}}{\text{浑水体积}}$$

$$\text{重量比含沙量} \quad S_w = \frac{\text{泥沙所占重量}}{\text{浑水重量}}$$

三种不同表达方式的含沙量中, S 常用的单位是 kg/m^3 (或 N/m^3), S_v 及 S_w 是无因次量。它们之间有如下关系:

$$S = \rho_s S_v \quad (3-1)$$

$$S_w = \frac{\gamma_s S_v}{\gamma + (\gamma_s - \gamma) S_v} = \frac{S}{\rho + \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s}\right) S} \quad (3-2)$$

一般的挟沙水流均属紊流。水流中紊乱涡体不断混掺将会引起各水层间泥沙的相互交换;另一方面,泥沙比水重,势必向下沉降,朝床面集中,使得水流含沙量在接近床面处较大,距床面愈远,则浓度愈低,形成上稀下浓的不均匀分布。含沙量的这种分布状态在实践中有重要意义。生产和生活取水时,为防止水中泥沙过多,就应尽量引取表层水;若引水放淤,则应尽可能泄走底层水。含沙量沿垂线分布与水流条件相结合可推求悬移质输沙率。因此它是悬移质运动研究的重要内容。

水流的紊乱作用使得悬移质泥沙由含沙浓度较高的下层向含沙浓度较低的上层传送。由水力学知,在恒定均匀流中,紊乱涡体的水质点在各流层间不断交换,但就时均情况来说,穿过任一水平截面向上的浑水水体数量必然等于向下的浑水水体数量,否则,根据连续律,水面将会向上涌起或塌陷。既然向上与向下运动的浑水体积相等,为什么说紊乱能把泥沙从下层带往上层呢?这是由于下层的含沙浓度比上层大,同样时间内向上运动的涡体却比同体积向下运动的涡体携带了更多的悬移质,向上向下的综合结果便产生了使悬移质上浮的效果。这种现象同布朗运动引起的某种物质从浓度高的地方向浓度低的地方不断迁移的分子扩散现象有类似之处,因此紊乱的这种作用也称为紊乱扩散作用。显然,紊乱扩散作用的大小同紊乱强度以及悬移质含沙浓度沿垂线分布的不均匀程度有关。紊乱强度愈大,含沙浓度沿垂线变化的梯度愈大,紊乱扩散作用也愈强。紊乱扩散作用的结果是使含沙浓度沿垂线变化的梯度变小,使分布趋于均匀,这也是同分子扩散现象类似的。

一方面,紊乱扩散作用使泥沙上浮;另一方面,重力促使悬移质泥沙下沉,因此悬移质含沙量沿水深分布就决定于紊乱扩散作用与重力作用的对比关系。二者相比,当重力作用占优势,则悬移质向床面下沉的倾向超过向水面上浮的倾向,水流含沙量将逐渐减小,河床随之淤积;反之,若紊乱扩散作用占优势,则水流中含沙量将逐渐增加,河床随之冲刷。当二者作用相当,

则含沙量将维持不变,河床不冲不淤。此时,因紊动扩散作用而上浮的沙量和因重力作用而下沉的沙量在垂线上任一高度处都相等,含沙量分布达到了平衡状态。这一节就研究二元恒定均匀流中,含沙量分布达到平衡以后,悬移质含沙量沿水深分布的规律。目前这方面较著名的有扩散理论与重力理论,其中尤以扩散理论得到了较为广泛的应用。

一、扩散理论

1. 微分方程

在二元恒定均匀流中,任取一单位水平截面。设该截面重心处离床面的垂直距离为 y ,时均含沙量为 \bar{S} ,悬移质沉速为 ω ,在重力作用下单位时间通过该截面下沉的泥沙数量为 g_1 ,则

$$g_1 = \omega \bar{S} \quad (3-3)$$

令单位时间内紊动扩散通过该截面上浮的泥沙量为 g_2 。由前面的叙述可知, g_2 与含沙量梯度 $\frac{d\bar{S}}{dy}$ 成正比,即

$$g_2 = -\epsilon_y \frac{d\bar{S}}{dy} \quad (3-4)$$

式中: ϵ_y 为悬移质扩散系数,与紊动强度有关;负号表示扩散现象向着含沙量减小的方向进行。

在平衡情况下, $g_1 = g_2$, 即 $\omega \bar{S} = -\epsilon_y \frac{d\bar{S}}{dy}$

或 $\omega \bar{S} + \epsilon_y \frac{d\bar{S}}{dy} = 0 \quad (3-5)$

式(3-5)是二元恒定均匀流中,平衡情况下含沙量沿垂线分布的基本微分方程式。这是最简单的扩散方程,积分后将得到 $\bar{S} = \bar{S}(y)$,含沙量沿垂向发生变化,但沿程不变,也不随时间而变。

根据紊流中的脉动现象也可求得上式中的悬移质紊动扩散项。紊流中,流速与含沙量均有脉动现象。以 S 、 \bar{S} 、 S' ,分别表示含沙量的瞬时值、时均值与脉动值, v 、 \bar{v} 、 v' 分别表示该处流速垂向分量的瞬时值、时均值与脉动值,则单位时间内紊动作用穿过单位水平截面上浮的悬移质数量也可写成

$$g_2 = \bar{S}v$$

因 $S = \bar{S} + S'$ $(3-6)$

$$v = \bar{v} + v' \quad (3-7)$$

注意到 $\bar{S}' = 0$, $\bar{v}' = 0$,对于二元均匀流来说有 $\bar{v} = 0$,因此

$$g_2 = \bar{S}v = \bar{S}\bar{v} + \bar{S}\bar{v}' + \bar{S}'\bar{v} + \bar{S}'v' = \bar{S}'v' \quad (3-8)$$

对照式(3-4)与(3-8)可见

$$\bar{S}'v' = -\epsilon_y \frac{d\bar{S}}{dy} \quad (3-9)$$

值得注意的是,尽管 $\bar{S}' = 0$, $\bar{v}' = 0$,但 $\bar{S}'v'$ 却大于 0。可以设想,含沙量之所以产生脉动是因为从邻近流层来的涡体挟带的含沙量与本流层不同的缘故。含沙量分布一般上稀下浓,于是在正的(向上)脉动流速 v' 作用下,涡体自下层输来,其含沙量比本流层大,多数情况下产生正的脉动含沙量 S' ;同理,负的脉动流速多数造成负的脉动含沙量。两种情况均得正的 $\bar{S}'v'$,亦即悬移质向上悬浮。

根据紊流动量传递理论,在二元均匀流中,离床面 y 处的切应力可以下式表达:

$$\tau = -\rho \overline{u'v'} = \rho \epsilon_m \frac{du}{dy} \quad (3-10)$$

即

$$\overline{u'v'} = -\epsilon_m \frac{du}{dy} \quad (3-11)$$

式中: ϵ_m 为动量交换系数。比较式(3-9)与(3-11),可见它们在形式上非常相似,这是因为紊流中悬移质扩散与动量交换都属紊动扩散现象的缘故,所不同的是,前者为质量扩散,后者是动量扩散而已。两式中的扩散系数 ϵ_y, ϵ_m 取决于产生扩散现象的原动力,也就是取决于紊动涡体的掺混情况,二者有相同的物理成因,因此可以认为 ϵ_y 与 ϵ_m 相当。

现推导一般形式的扩散方程。先考虑水流是二元恒定均匀流,但含沙量却未达到平衡状态的情况。如果在水流中注入一团泥浆水,由于紊动涡体间的混掺,泥浆水团在随水流前进的过程中将不断地向上下左右扩散,其体积不断扩大,形状发生变化,颜色变淡,含沙量不仅沿程变化,而且也随时间而变。在该水流中取一微小六面体,其长度为 Δx 、高度为 Δy 、厚度为 1, x 轴与流向一致, y 轴垂直向上,流速沿 x, y 向的分量分别为 u 与 v 。

设 u, v 的方向与 x, y 轴的方向一致,则 Δt 时段内,由于水流流动以及泥沙沉降,进入与离开该微小六面体的泥沙数量如图 3-3 所示。

若以进入单元体的沙量为正、离开的沙量为负,则 Δt 时段内进入单元体的净沙量为

$$\Delta g_{s1} = \left[-\frac{\partial(uS)}{\partial x} - \frac{\partial(vS)}{\partial y} + \frac{\partial(\omega S)}{\partial y} \right] \Delta x \Delta y \Delta t$$

这一沙量差值将引起体元内含沙量的变化。若以 $\frac{\partial S}{\partial t}$ 表示单元体内含沙量的时间变化率,则在 Δt 时段内,单元体内沙量的变化可以下式表示:

$$\Delta g_{s2} = \frac{\partial S}{\partial t} \Delta t \Delta x \Delta y$$

由质量守恒定律, Δg_{s1} 应和 Δg_{s2} 相等, 约去 $\Delta x \Delta y \Delta t$, 考虑到沉速 ω 沿垂向不变, 有 $\frac{\partial(\omega S)}{\partial y} = \omega \frac{\partial S}{\partial y}$, 得:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = -\frac{\partial(uS)}{\partial x} - \frac{\partial(vS)}{\partial y} + \omega \frac{\partial S}{\partial y} \quad (3-12)$$

我们研究的是紊动水流,因此上式中的 u, v 分别为 x, y 方向的瞬时分速, S 为瞬时含沙量, 流速及含沙量均有脉动。把式(3-6)、(3-7)及 $u = \bar{u} + u'$ 代入式(3-12), 取较长时段的平均值, 并注意到脉动值的时均值为零以及二元均匀流的垂向时均流速可不计, 即 $\bar{v} = 0$, 式(3-12)就成为

$$\frac{\partial \bar{S}}{\partial t} = -\bar{u} \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} - \bar{S} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} - \frac{\partial(\bar{u}'S')}{\partial x} - \frac{\partial(\bar{v}'S')}{\partial y} + \omega \frac{\partial \bar{S}}{\partial y}$$

对于均匀流, 有 $\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} = 0$, 于是得

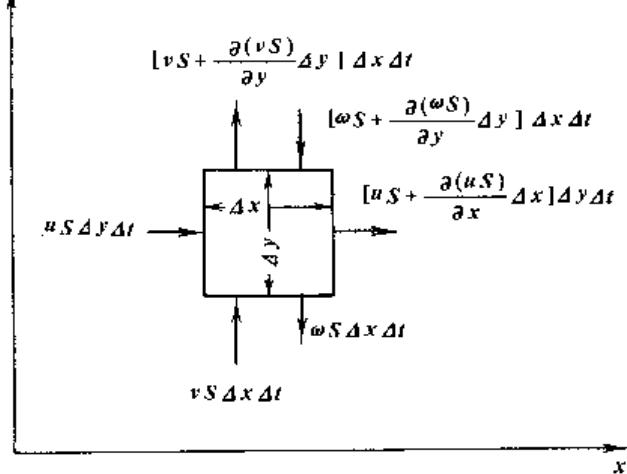


图 3-3 二元水流中进出单元体的沙量

$$\frac{\partial \bar{S}}{\partial t} = - u \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} - \frac{\partial (\bar{u}' \bar{S}')}{\partial x} - \frac{\partial (\bar{v}' \bar{S}')}{\partial y} + \omega \frac{\partial \bar{S}}{\partial y} \quad (3-13)$$

由式(3-9)有 $\bar{v}' \bar{S}' = - \epsilon_y \frac{\partial \bar{S}}{\partial y}$, 同理有

$$\bar{u}' \bar{S}' = - \epsilon_x \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} \quad (3-14)$$

其中 ϵ_x 为沿水流方向的泥沙扩散系数。

在下面的叙述中,多数情况是考虑时均值的变化,为书写简便,将把代表时均值符号的上划线去掉。把式(3-9)及(3-14)代入式(3-13),得

$$\frac{\partial S}{\partial t} = - u \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon_x \frac{\partial S}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial S}{\partial y} \right) + \omega \frac{\partial S}{\partial y} \quad (3-15)$$

这就是二元恒定均匀水流中,不平衡输沙状态下的泥沙扩散方程。方程中,等号右边第一项称为对流项,第二、三项为扩散项,最后一项为沉降项。

假定泥沙纵向扩散远小于垂向扩散,即 $\frac{\partial S}{\partial x} \left(\epsilon_x \frac{\partial S}{\partial x} \right) \ll \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial S}{\partial y} \right)$, 上式可化简为

$$\frac{\partial S}{\partial t} + u \frac{\partial S}{\partial x} = \omega \frac{\partial S}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial S}{\partial y} \right) \quad (3-16)$$

更进一步的简化,有两种情况研究较多。一种是 $u \frac{\partial S}{\partial x} = 0$, 式(3-16)简化为

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \omega \frac{\partial S}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial S}{\partial y} \right) \quad (3-17)$$

另一种是 $\frac{\partial S}{\partial t} = 0$, 式(3-16)化简为

$$u \frac{\partial S}{\partial x} = \omega \frac{\partial S}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial S}{\partial y} \right) \quad (3-18)$$

前一种情况可用来描述静水沉淀池中泥沙的沉淀过程,后一种情况可用来近似描述恒定渐变流的悬移质泥沙运动过程。

对于三元水流,按推导式(3-15)同样步骤可导出泥沙扩散方程:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = - u \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon_x \frac{\partial S}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial S}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_z \frac{\partial S}{\partial z} \right) + \omega \frac{\partial S}{\partial y} \quad (3-19)$$

其中 ϵ_z 为 z 向,即横向的泥沙扩散系数。

在二元恒定均匀流及含沙量垂线分布已达到平衡状态时,泥沙扩散过程成为一恒定、均匀的问题,式(3-15)中 S 关于时间 t 及距离 x 的偏导数项均等于零,对 y 的偏导数可改写为全导数,于是得

$$\frac{d}{dy} \left(\epsilon_y \frac{dS}{dy} \right) + \frac{d}{dy} (\omega S) = 0$$

或

$$\frac{d}{dy} \left(\omega S + \epsilon_y \frac{dS}{dy} \right) = 0$$

将此式积分,得

$$\omega S + \epsilon_y \frac{dS}{dy} = C$$

式中 C 为积分常数。由前述可知,上式等号左边表示单位时间通过垂线上任一单位水平截面净的向上或向下的沙量。考虑到水面处无泥沙跃出或注入,故 $C = 0$,于是可得

$$\omega S + \epsilon_y \frac{dS}{dy} = 0$$

与式(3-5)完全一样。

2. 含沙量沿水深分布

求解式(3-5),需要知道悬移质扩散系数 ϵ_y 和沉速 ω 的变化规律。虽然沉速随含沙量增大而减小,但是当含沙量不太大时,这一变化常可以忽略不计,因而可以认为 ω 是一常值;泥沙扩散系数沿垂线而变,但目前还难以准确确定其分布规律。不过,既然如前所述,泥沙扩散系数 ϵ_y 与动量交换系数 ϵ_m 相当,一个最简单的方法就是假定

$$\epsilon_y = \epsilon_m$$

对于二元恒定均匀流,有下列已知关系式:

$$\tau = \rho \epsilon_m \frac{du}{dy} \quad (3-10)$$

$$\tau = \tau_0 \left(1 - \frac{y}{h}\right) \quad (3-20)$$

其中 τ_0 为作用在床面上的水流切应力, h 为水深。于是得

$$\epsilon_y = \epsilon_m = \frac{\tau_0 \left(1 - \frac{y}{h}\right)}{\rho \frac{du}{dy}} \quad (3-21)$$

由此可见,采用不同的流速分布公式来确定流速梯度 $\frac{du}{dy}$,将会得到不同的 ϵ_m 及 ϵ_y ,从而导出不同的含沙量分布公式。

采用卡门-普朗特尔对数流速分布:

$$\frac{u_{\max} - u}{U_*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{h}{y} \right) \quad (3-22a)$$

式中: k 为卡门常数; u_{\max} 是垂线上最大流速,位于水面,即 $y = h$ 处; $U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{ghJ}$, U_* 为摩阻流速; J 为比降。

值得指出式(3-22a)的实际应用。由于表面流速不易准确量测,由式(3-22a)可得

$$\frac{u_2 - u_1}{U_*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{y_2}{y_1} \right) \quad (3-22b)$$

式中: u_2, u_1 分别为离床面 y_1, y_2 处的时均流速。根据均匀流水力要素 h, J 及实测的垂线流速分布,由上式可求得 U_* 并求得挟沙水流卡门常数 k 的数值。对于清水水流,已知 $k = 0.40$,则可以根据均匀流水深及实测的垂线流速分布由式(3-22a)或式(3-22b)求得摩阻流速 U_* 及垂线平均流速 U 。根据 U_* ,可推算一般难以准确测量的比降 J ;根据 U_* 和 U ,可求得无因次谢才系数 $C_0 = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{U}{U_*}$,进而求得谢才系数 C 、糙率 n 等与阻力有关的参数。现继续推导含沙量沿水深分布。对式(3-22a)求导,得

$$\frac{du}{dy} = \frac{U_*}{ky} \quad (3-23)$$

将式(3-23)代入(3-21),并注意到 $\tau_0/\rho = U_*^2$,得

$$\epsilon_y = \epsilon_m = kU_* y \frac{h - y}{h} \quad (3-24)$$

将式(3-24)代入式(3-5),得

$$kU_* y \frac{h - y}{h} \frac{dS}{dy} + S\omega = 0 \quad (3-25)$$

含沙量较小时,式中的 k, U_*, ω 都是与 y 无关的常数,于是可用分离变量法求出上式的通解:

$$\frac{kU_*}{\omega} \ln S = \ln \frac{h-y}{y} + C$$

其中 C 为积分常数。设参考点 $y=a$ 处的含沙量已知, 为 S_a , 由此可确定积分常数, 从而得低含沙量条件下, 含沙量垂线分布规律为:

$$\frac{S}{S_a} = \left(\frac{h-y}{y} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^z \quad (3-26)$$

其中指数 z 用下式表示

$$z = \frac{\omega}{kU_*} \quad (3-27)$$

式(3-26)是劳斯(H·Rouse)1937年提出, 因此又称劳斯方程。指数 z 决定了悬移质含沙量沿水深分布的均匀程度。图 3-4 为 $a=0.05h$ 时, 按照式(3-26)所得到的悬移质含沙量沿垂线的相对分布 S/S_a , 其中纵坐标表示某点在参考点 a 以上的相对高度。由图可见, z 愈小, 悬移质分布愈均匀; 反之, z 愈大则分布愈不均匀。

指数 z 是一无因次数, 又称为“悬浮指标”。它反映了重力作用与紊动扩散作用的相互对比关系, 其中重力作用通过 ω 来表达, 紊动作用通过 kU_* 来表达。 z 越大, 则重力作用相对越强, 紊动作用难以把泥沙扩散到水体表面, 悬移质将聚集在离床面不远处, 于是在相对平衡情况下, 含沙量垂线分布就越不均匀; 反之, z 越小, 紊动作用相对越强, 在相对平衡状态下, 含沙量垂线分布就越均匀。由图 3-4 可见, 当 $z \geq 4$ 时, 以悬浮形式运动的泥沙已为数很少, 从实用观点来说, 可以将

$$\frac{\omega}{kU_*} \approx 5 \quad (3-28)$$

作为泥沙是否将从推移状态进入悬浮状态的临界判别值。

3. 对公式的检验

自从导出式(3-26)后, 人们曾进行了不少研究工作, 希望通过现场实测资料和室内试验结果对扩散理论进行验证。验证工作包括两个方面, 即公式的结构是否正确以及指数 z 是否等于 $\frac{\omega}{kU_*}$ 。

图 3-5 是根据天然河道实测含沙量资料在双对数坐标纸上点绘的。图 3-6 是范诺尼(V. A. Vanoni)用实验室资料在半对数坐标纸上点绘的。可以看出, 点群都落在直线附近, 这说明扩散理论公式的结构是正确的。图 3-6 中直线的斜率就是式(3-26)中的指数 z , 不过, 它由实测资料而得, 故将以 z_1 表示。

虽然扩散理论公式的结构是正确的, 但实测指数值 z_1 与理论值 $z = \frac{\omega}{kU_*}$ 之间仍有一定的差别, 如图 3-7 所示。由图可见, 在泥沙粒径较细、紊动强度较大, 亦即当 z 较小时, 两者出入不大; z 较大时, 实测值小于理论值, 随着 z 增加, 两者差距也愈大。 z_1 与 z 之间大致形成如图

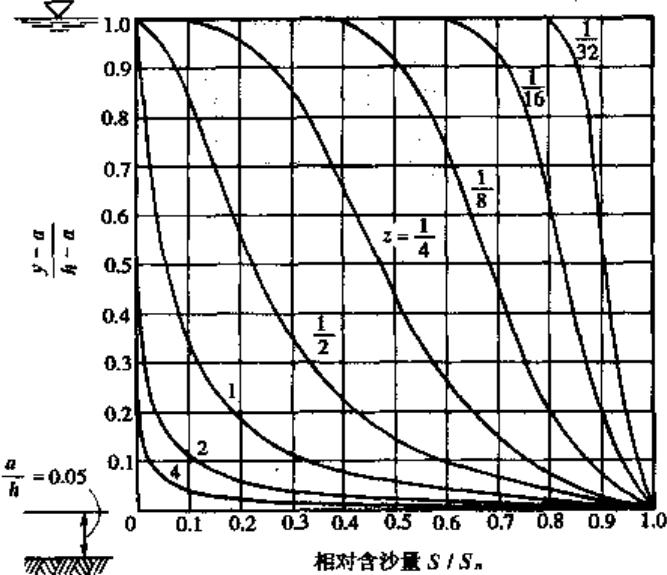


图 3-4 扩散理论的悬移质相对含沙量沿垂线分布

3-7 所示的曲线关系。

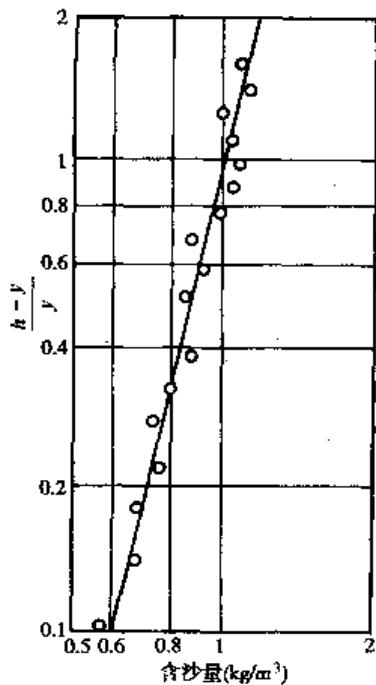


图 3-5 长江南京站悬移质含沙量垂线分布

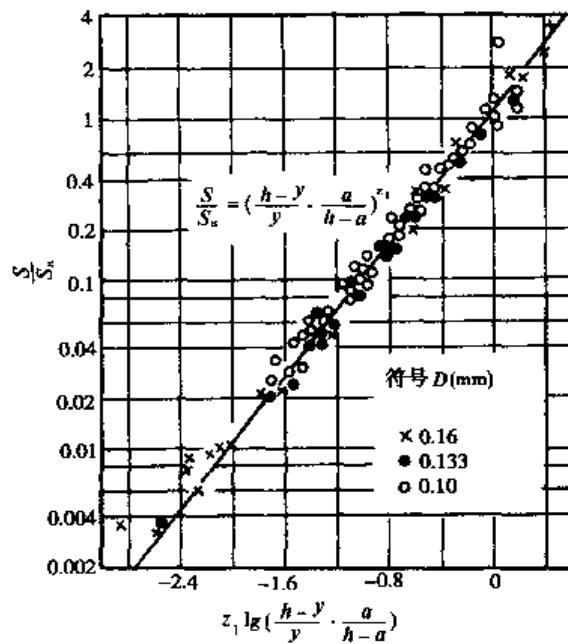


图 3-6 悬移质含沙量垂线分布的室内实验结果

考虑到在推导式(3-26)的过程中引入了三个基本假定: $\epsilon_y = \epsilon_m$; 挟沙水流的流速分布遵循对数分布规律, 并取 $\kappa = 0.4$; 泥沙沉速不随 y 而变; 等于单个颗粒在无限静止水体中的沉速。指数 z 与 z_1 出现差别必定是由于这些假定中有地方不符合实际而引起的。一般认为, 最后一个假定在含沙量不大时与实际情况出入不大, 最成问题的是第一个假定。

实际上泥沙交换系数 ϵ_y 与动量交换系数 ϵ_m 是有一定差异的。例如, 和泥沙颗粒大小属同一数量级的漩涡虽然对泥沙的扩散作用不大, 却可以引起水体的动量交换; 此外, 由于泥沙的惯性, 它也不可能与高频率的紊流脉动完全合拍, 对于较粗的泥沙, 这种不一致就更为明显。范诺尼根据实测的含沙量及流速垂线分布绘出 ϵ_y 及 ϵ_m 沿垂线的分布见图 3-8。

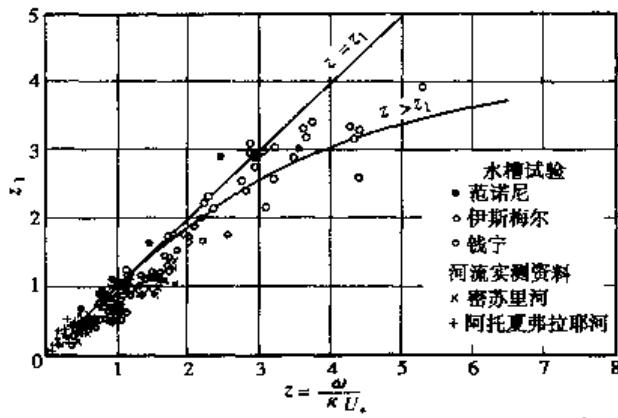


图 3-7 含沙量垂线分布公式中指数的实测值 z_1 与理论值 z 的对比

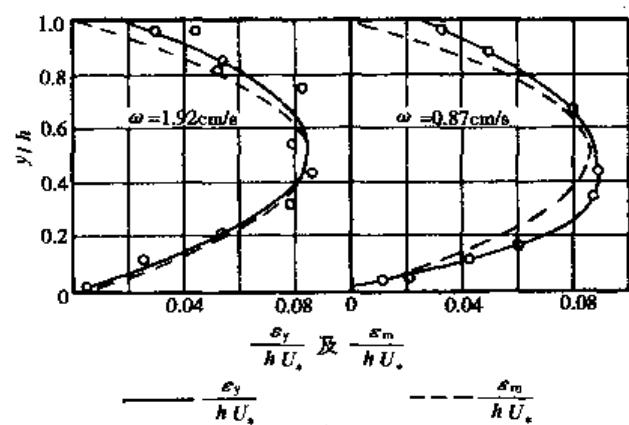


图 3-8 泥沙交换系数与动量交换系数沿垂线分布

从图中可以看出, 这两条曲线在外形上十分相似, 但数值并不完全相等, ϵ_y 一般略大于 ϵ_m 。据此, 范诺尼假定两者成线性关系:

$$\epsilon_y = \beta z_m \quad (3-29)$$

其中 β 为大于 1 的比例常数, 随泥沙粗细而异。将式(3-29)代入式(3-5), 同理可得劳斯方程中指数的表达式; 取指数值与实测值一致, 得

$$z_1 = \frac{z}{\beta} = \frac{\omega}{\beta k U_*} \quad (3-30)$$

式(3-26)就成为

$$\frac{S}{S_a} = \left(\frac{h - y}{y} \cdot \frac{a}{h - a} \right)^{z_1} \quad (3-31)$$

对于 β 值, 目前还没有一致的看法, 也有人从实验得到粗颗粒泥沙 $\beta < 1$ 的结果。爱因斯坦与钱宁曾对推求悬移质垂线分布的扩散理论进行修正, 并综合了有关水槽试验资料, 绘制了图 3-7 中曲线所示的 z_1 与 z 的关系曲线。由图 3-7 可见, $\beta \geq 1$, 且随 $\frac{\omega}{k U_*}$ 而变, 在 z 较小, 即粒径较细时, $z \approx z_1$; 随着粒径增大, z_1 愈来愈小于 z , 最后趋近于一个常数。武汉水电学院谢鉴衡等以长江资料为主, 参考了其他大量天然河流的实测资料, 得如下关系

$$z_1 = 0.034 + \frac{e^{1.5z} - 1}{e^{1.5z} + 1} \quad (3-32)$$

上述关系与爱因斯坦及钱宁的结果略有出入。主要表现在: 当 $z < 0.06$ 时, z_1 较 z 系统偏大, 且趋于常数, 这可能同极细颗粒泥沙在天然河流中易于产生絮凝现象, 使沉速增大有关; 当 $z > 0.4$ 时, z_1 数值较钱宁曲线为小。产生这一差异, 主要是不同作者定线时依据的资料不同所致。实际应用时, 对天然河流可按式(3-32)决定 z_1 ; 对形态规则的人工水槽, 仍以采用图 3-7 的钱宁曲线为宜。

综上所述, 含沙量垂线分布可按式(3-31)计算, 式中的 $-z_1$ 根据 z 由式(3-32)或图 3-7 的曲线决定, 其中 $z = \frac{\omega}{\kappa U_*}$ 。具体计算 $\frac{\omega}{\kappa U_*}$ 时, 若含沙量不大, ω 可取清水中的沉速值, 若含沙量甚大(数十千克每立方米)时, 应考虑含沙量对沉速的影响, 其计算见第一章; κ 应考虑含沙量的影响, 可根据式(3-33)按图 3-10 推求; U_* 按爱因斯坦的理论体系取用, 当床面平整时, 取 $U_* = \sqrt{ghJ}$; 当床面有沙波时, 应取与沙粒阻力相应的摩阻流速 U'_* , 其计算可参见第二章动床阻力。为简化计算, U'_* 也可按梅叶—彼德修正剪力的方法, 即式(2-76)推求。根据一些单位的经验, 该式中 $n' = \frac{1}{A} D_{50}^{1/6}$, 其中 A 为系数, 对沙质河床可取 19~20; D_{50} 的单位为 m。

第二个假定也存在一些问题。根据水槽试验与河流实测的资料, 用对数规律描述挟沙水流主流区的流速垂线分布, 精度较好, 但卡门常数有了变化。挟沙水流中, κ 值减小, 即流速分布不如清水中均匀, 如图 3-9 所示。该图是范诺尼在宽 84cm、水深 9cm、比降为 2.5‰ 的矩形水槽中所做试验的结果, 左右图不同之处在于右图采用的是对数纵坐标。试验表明, 其他条件都一样的两个流动, 一个清水, 一个挟沙, κ 值不同: 清水 $\kappa = 0.4$, 浑水水流的 $\kappa = 0.21$ 。其中浑水水流的垂线平均含沙量为 15.8 kg/m^3 , 悬移质平均粒径为 0.1mm。

爱因斯坦和钱宁整理了许多实验室与野外观测的资料, 从能量角度分析了悬移质存在对卡门常数的影响, 建立了卡门常数 κ 与参数 E 的关系如图 3-10 所示。其中

$$E = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{\sum S_w \omega}{U J} \quad (3-33)$$

式中: ρ_s 和 ρ 分别是泥沙与水的密度; U 为垂线平均流速; J 为能坡; S_w 是沉速为 ω 的泥沙的垂线平均含沙量, 以重量百分比计; 累加号表示将悬沙组成中各粒径级的 $S_w \omega$ 进行总和。参

数 E 的物理意义为单位时间内、单位重量水体中, 悬浮泥沙所需能量与损失的总势能之比。由图 3-10 可见, 随悬浮泥沙所需能量的增大, κ 值有减小的趋势, 不过点据仍相当分散。因此, 条件许可时, κ 值应根据实测水深、比降和流速分布由式(3-22)确定。

用式(3-26)或(3-31)计算含沙量分布, 所得的结果除了在精度上受到一定限制外, 还存在另一个问题, 就是水面处含沙量总是 0, 床面处总是 ∞ , 这自然是不符合实际的。床面处含沙量为 ∞ , 问题还不大, 因为十分贴近床面的地方已属推移质运动的范围, 在那里悬移质运动规律已不再适用。水面处含沙量总是 0, 以及水面附近计算含沙量偏小, 则是公式的不足。观察表明, 只要泥沙颗粒较细, 流速较大, 水面就有泥沙运行。出现这一问题是

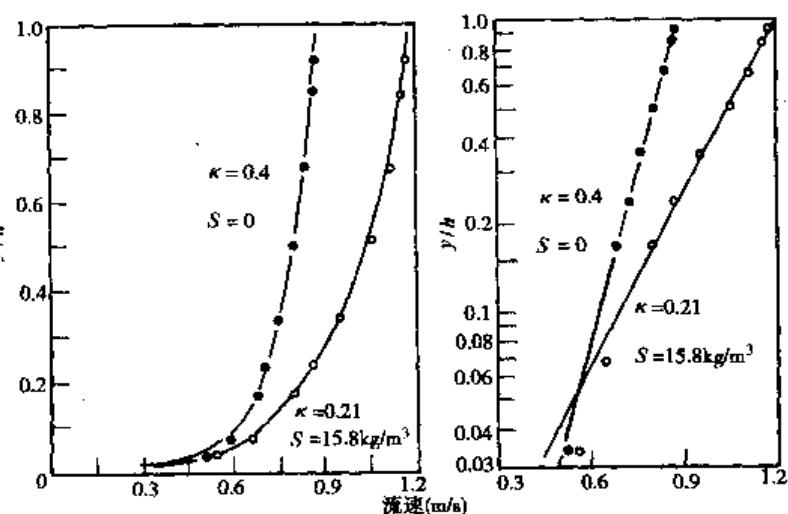


图 3-9 清水与浑水水流中流速分布的对比

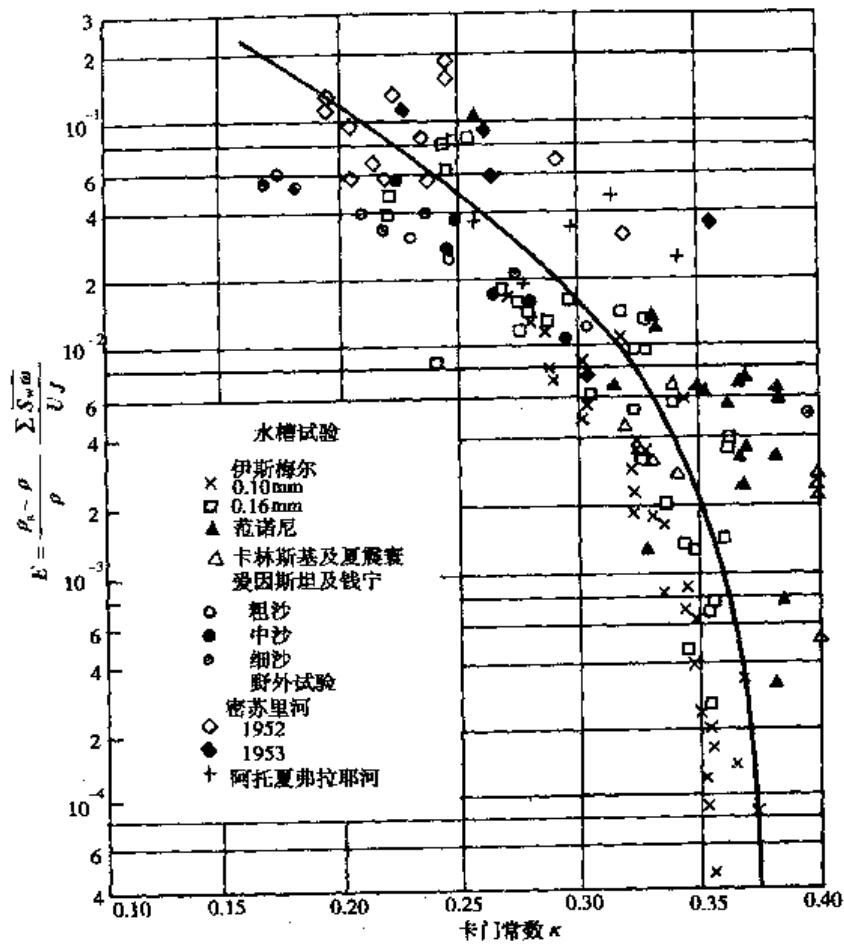


图 3-10 悬移质存在对卡门常数的影响

因为推导中使用了对数流速分布公式的缘故。前已提及, 使用不同的流速分布公式决定流速梯度 du/dy , 就会得到不同的含沙量分布。水面处切应力为零; 采用对数流速分布后, 水面处

流速梯度不为零,于是根据式(3-21),紊动扩散系数 ϵ_y 必须为零,意味着水面处没有泥沙扩散,使得水面含沙量总是零。然而,由图 3-8 可见,尽管 ϵ_u 在水面为零,但 ϵ_y 在水面仍保持一有限值。这是因为对泥沙悬浮来说,起主要作用的是垂向脉动分速 v' ,而与 u' 无关。水面处切应力 $\tau = -\rho \bar{u}' \bar{v}'$ 为零只是说明该处 u' 与 v' 不存在相关,但 v' 依然存在,仍然可以引起泥沙交换,使水面处有一定的含沙量。如果选用适当的流速分布公式,可以避免含沙量在水面总是零的缺点。如武汉水电学院根据王志德流速分布,得到了较好的结果,但公式比较复杂。从实用观点考虑,式(3-31)已经具有足够的精度。

经过实测资料的检验与修正,在一定条件下,扩散理论的悬移质含沙量垂线分布与实际情况相符。然而,扩散理论没有考虑泥沙颗粒与水团间的相互作用以及泥沙悬浮对水流的影响,也不能恰当地考虑紊流中泥沙扩散与动量扩散间的差别,这就使其适用的范围受到限制。一般说来,泥沙颗粒较细、含沙浓度不大时,扩散理论所得的结果比较符合实际。通常的冲积平原河流正是属于这种挟沙情况,因而扩散理论在实践中得到了广泛的应用。

公式(3-26)或(3-31)给出的是相对含沙量 S/S_a ,必须知道参考点 $y = a$ 处的时均含沙量 S_a 才能求得绝对含沙量 S 的垂线分布。 a 为垂线上任取的参考点距河底的距离; S_a 称为参考点含沙量,可根据已知 $y = a$ 处的实测含沙量求得。如果希望由水流及泥沙条件计算 S_a ,则 a 一般尽可能接近河底,相应称 S_a 为临底含沙量。然而 a 究竟取多大是不易确定的。推移质与悬移质在运动过程中不断相互交换,各自的运动范围没有截然分明的界限。不过推移质在床面附近滚动、滑动或跳跃前进,运动范围一般仅限于河床表层以上数倍泥沙粒径的区域内,这一区域称为床面层;悬移质则在床面层以上作悬浮运动,它只能达到床面层附近,而不能深入到床面层内,悬移质分布也就不能延伸进床面层内。因此,从概念上说,临底含沙量应该指床面层顶端附近,悬移质分布最低点处的含沙量。所以,可认为 a 相当于床面层的厚度。爱因斯坦认为泥沙运动强度不大时,可取 a 等于颗粒粒径的 2 倍,即 $a = 2D$ 。

前面叙述的都是均匀沙的情况。实际上,天然河流中的悬移质组成往往很不均匀。这时,可把悬移质按大小划分为若干粒径级,分别算出各粒径级悬移质的沉速与含沙量分布,将同一相对水深处的各含沙量相加,就可得到总的含沙量沿水深的分布。

二、重力理论

扩散理论是从紊动扩散与质量守恒的观点来研究悬移质垂线分布的,没有考虑泥沙悬浮所需的能量。维利卡诺夫(M. A. Великанов)从能量平衡的原理首创了重力理论。该理论的基本点是:泥沙比水重,为维持泥沙在水中悬浮而不下沉,需要水流对泥沙作功将其托起。水流所作的这部分功称为“悬浮功”。按照维利卡诺夫的观点,水流提供的能量将分成两部分而消耗:一部分用于克服阻力损失,一部分用于提供悬浮功。设

E_1 为单位体积挟沙水流自高处向低处流动时,其中清水部分在单位时间内所提供的能量;

E_2 为单位体积挟沙水流中的清水在运动过程中为克服阻力而在单位时间内消耗的能量;

E_3 为悬浮功,是指单位体积浑水中的清水为托起泥沙并使之保持悬浮状态而在单位时间内需要提供的能量。

维利卡诺夫认为能量平衡方程式可写成

$$E_1 = E_2 + E_3 \quad (3-34)$$

在二元恒定均匀流中

$$E_1 = \rho g (1 - \bar{S}_v) \bar{u} J$$

$$E_2 = \bar{u} \left(-\frac{d\tau}{dy} \right) = \bar{u} \frac{d}{dy} [\rho (1 - \bar{S}_v) \bar{u}' \bar{v}'] = \rho \bar{u} (1 - \bar{S}_v) \frac{d \bar{u}' \bar{v}'}{dy} - \rho \bar{u} \bar{u}' \bar{v}' \frac{d \bar{S}_v}{dy} \quad (3-35)$$

$$E_3 = g (\rho_s - \rho) \bar{S}_v (-\bar{v}_s) \quad (3-36)$$

式中： \bar{u} 为沿水流方向流速的时均值； \bar{S}_v 为距床面 y 处的时均含沙量，以体积比计； y 以向上为正； E_2 为正值，因水流的切应力 τ 随 y 增加而减小，故 $d\tau/dy$ 前冠以负号； \bar{v}_s 为悬移质在垂向的时均运动速度。按照重力理论的观点， $v_s \neq -\omega$ ，而是垂向流速与沉速之差，

即

$$\bar{v}_s = \bar{v} - \omega \quad (3-37)$$

其中： \bar{v} 为流速垂向分量的时均值； ω 为单颗泥沙在无限静止水体中的沉速，沉速方向向下，与垂向坐标的方向相反，故加上负号。由式(3-37)进一步可得 $\bar{v}_s = -\omega (1 - \bar{S}_v)$ ，理由如下：

在水流中距床面 y 处取一单位水平截面，在不冲不淤相对平衡情况下，通过该截面浑水水流中的泥沙连续方程为

$$\rho_s \bar{v}_s \bar{S}_v = 0$$

浑水水流中清水的连续方程为

$$\rho \bar{v} (1 - \bar{S}_v) = 0$$

将 $S_v = \bar{S}_v + S'_v$, $v = \bar{v} + v'$, $v_s = v - \omega = \bar{v} + v' - \omega$ 代入上两个连续方程中并分别展开，有

$$\bar{v} \bar{S}_v + \bar{v}' S'_v - \omega \bar{S}_v = 0$$

及

$$\bar{v} - \bar{v} \bar{S}_v - \bar{v}' S'_v = 0$$

以上两式相加，得

$$\bar{v} = \omega \bar{S}_v \quad (3-38)$$

将其代入式(3-37)，有：

$$\bar{v}_s = -\omega (1 - \bar{S}_v) \quad (3-39)$$

由上两式可见，只有当泥沙较细、含沙量不高时，才可以认为水流的垂向时均流速是零，泥沙的垂向时均流速为 ω 。将上式代入式(3-36)，得

$$E_3 = g (\rho_s - \rho) \bar{S}_v \omega (1 - \bar{S}_v) \quad (3-40)$$

把有关各项代入能量平衡式(3-34)，并令 $a = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$ ，可得

$$g (1 - \bar{S}_v) \bar{u} J = \bar{u} (1 - \bar{S}_v) \frac{d \bar{u}' \bar{v}'}{dy} - \bar{u} \bar{u}' \bar{v}' \frac{d \bar{S}_v}{dy} + a \omega \bar{S}_v (1 - \bar{S}_v) \quad (3-41)$$

上式中，未知数有三个，即 \bar{u} 、 \bar{S}_v 及 $\bar{u}' \bar{v}'$ ，还需要两个条件才能求解。这两个条件可以借助清水水流的切应力分布与流速分布公式而得到。在清水水流中，有

$$\tau = -\rho \bar{u}' \bar{v}' = \rho g J (h - y) \quad (3-42)$$

由此得

$$\frac{d \bar{u}' \bar{v}'}{dy} = g J \quad (3-43)$$

在含沙浓度不大的情况下，假定式(3-42)及(3-43)对于浑水水流中的清水同样适用，于是式(3-41)可改写成

$$\bar{u} J (h - y) \frac{d \bar{S}_v}{dy} + a \omega \bar{S}_v (1 - \bar{S}_v) = 0$$

含沙浓度不大时， $1 - \bar{S}_v \approx 1$ ，上式简化为

$$\bar{u} J (h - y) \frac{d \bar{S}_v}{dy} + a \omega \bar{S}_v = 0$$

引入相对水深 $\eta = y/h$, 可得

$$\frac{d \bar{S}_v}{d\eta} = - \frac{\alpha \omega \bar{S}_v}{u J (1 - \eta)} \quad (3-44)$$

维利卡诺夫采用如下的对数流速分布公式

$$\bar{u} = \frac{U_*}{\kappa} \ln \left(1 + \frac{\eta}{\alpha} \right) \quad (3-45)$$

其中 $\alpha = \Delta/h$, Δ 是与床面粗糙有关的参数, α 代表相对粗糙度。以式(3-45)的关系代入式(3-44), 得

$$\frac{d \bar{S}_v}{\bar{S}_v} = - \frac{\alpha \kappa \omega}{U_* J} \frac{d\eta}{(1 - \eta) \ln \left(1 + \frac{\eta}{\alpha} \right)} \quad (3-46)$$

将上式两边从 α 至 η 处积分, 并设 $\eta = \alpha$ 处, $\bar{S}_v = \bar{S}_{va}$, 得

$$\ln \frac{\bar{S}_v}{\bar{S}_{va}} = - \beta \int_{\alpha}^{\eta} \frac{d\eta}{(1 - \eta) \ln(1 + \eta/\alpha)}$$

其中,

$$\beta = \frac{\alpha \kappa \omega}{U_* J} \quad (3-47)$$

如令

$$\zeta(\eta, \alpha) = \int_{\alpha}^{\eta} \frac{d\eta}{(1 - \eta) \ln(1 + \eta/\alpha)}$$

则悬移质垂线分布公式为

$$\frac{\bar{S}_v}{\bar{S}_{va}} = e^{-\beta \zeta(\eta, \alpha)} \quad (3-48)$$

维利卡诺夫用数值积分的方法求得了 ζ 随 η 及 α 变化的规律并列成图表, 以便于进行计算。他用较粗的泥沙 ($\omega > 3.0 \text{ cm/s}$, 大约相当于 $D > 0.3 \text{ mm}$) 进行验证, 得到了令人满意的结

果, 如图 3-11 所示。但是, 当颗粒较细时, 计算值与试验结果的差别却很大。

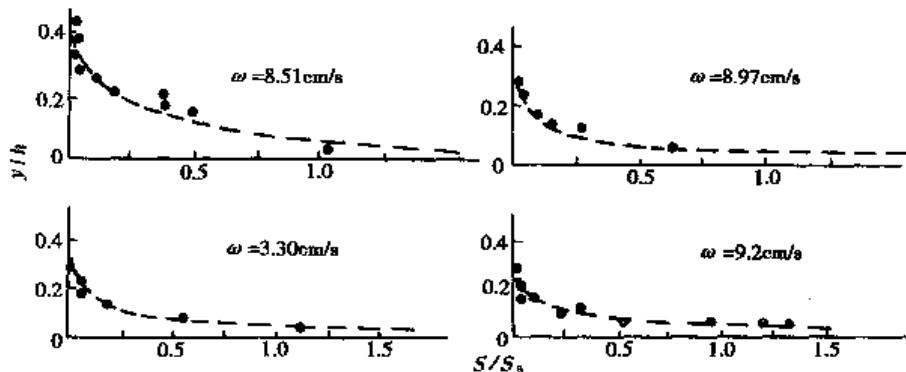


图 3-11 悬移质含沙量垂线分布实验结果与重力理论的比较

重力理论正确地用式(3-38)、(3-39)考虑了水流挟沙对水流与泥沙垂向运动速度的影响; 特别是正确地提出了悬浮功的概念。但是维利卡诺夫却错误地把悬浮功放到了时均水流的能量平衡方程式中去考虑。水流悬浮泥沙所消耗的是紊动动能, 后者是水流为克服阻力已经消耗的能量。因此, 悬浮功是阻力功的一部分, 在时均能量平衡方程式中不应重复计算两次。大量实测资料表明, 水流挟带泥沙后, 时均流的能量损耗并没有增大, 有时甚至还有所减小, 这也同重力理论的基本观点不符。此外, 阻力损失的表达式用 $E_2 = - \bar{u} \frac{dy}{dy}$ 也是不对的。由流体力学知, 该式表示单位容积水体在单位时间内提供的能量, 实际上是 E_1 , 于是在时均流能量平衡

式(3-34)中, E_1 与 E_2 抵消, 就否定了 E_3 的存在。正确的阻力损失表达式应为 $E_2 = \tau \frac{d\bar{u}}{dy}$ 。对于垂线上任意处的同一单位水体来讲, 消耗于阻力损失的能量不一定等于该水体所提供的能量, 其差值将引起该水体与周围流层的能量传递, 因此在单位水体的能量平衡方程式中还应考虑传递项。

经实际检验, 重力理论能用于计算粗颗粒泥沙的含沙量垂线分布, 并得到了较为满意的结果, 因此它在前苏联得到了运用, 因为那儿的河流悬沙粒径较粗; 不过, 如用于计算细颗粒, 则效果不好。由于重力理论还存在上述缺陷, 目前还难以用它普遍解决生产实际问题。有人修正和发展了重力理论, 不是在时均流能量方程, 而是试图在紊动能量方程或总能量平衡方程中考虑悬浮功, 并获得了一些进展。重力理论从能量平衡的原理出发, 试图考虑泥沙悬浮对水流的影响, 并以此研究悬移质含沙量的垂线分布, 开辟了研究问题的新途径, 是应当予以重视的。

第三节 悬移质输沙率

悬移质输沙率是指一定的水流与河床组成条件下, 水流在单位时间内所能挟带并通过河段下泄的悬移质中床沙质泥沙的数量。水流实际输送的和它能够挟带的悬移质数量常常是不相等的。前者大于后者, 则水流处于超饱和状态, 河流沿程发生淤积; 反之, 则水流处于次饱和状态, 河流沿程冲刷。悬移质输沙率指的是河流不冲不淤、水流处于饱和状态的临界情况。同时, 因为悬移质中只是床沙质部分的输沙率才同水流及河床组成条件有明确的关系, 因此, 在以下的叙述中, 除特别注明者外, 悬移质输沙率只是指其中的床沙质而言。应该附带说明的是, 水文测验中, 将单位时间内通过河段实际下泄的悬移质数量也称为悬移质输沙率, 它由实测而得, 河床不一定处于冲淤平衡, 水流也不一定饱和, 与我们这儿所指的含义有所不同。

如以 g_s 表示悬移质单宽输沙率, 则其表达式为

$$g_s = \int_a^h uS dy = \rho_s \int_a^h uS_v dy \quad (3-49)$$

式中: u 、 S 、 S_v 分别为距床面 y 处的流速、悬移质含沙量以及体积比含沙量, a 为床面层的厚度, g_s 的常用单位为 $\text{kg}/(\text{s} \cdot \text{m})$ 或 $\text{N}/(\text{s} \cdot \text{m})$ 。

在实用上, 常把悬移质单宽输沙率用平均含沙量 S_* 来表示

$$g_s = qS_* \quad (3-50)$$

S_* 是一定水流与泥沙条件下, 河流处于不冲不淤临界状态时, 单位水体所能挟带的悬移质中床沙质数量的平均值, 其单位为 kg/m^3 或 N/m^3 。

由式(3-50)得

$$S_* = \frac{g_s}{q} = \frac{\int_a^h uS dy}{\int_0^h u dy} \quad (3-51)$$

上式也可推广到断面平均情况, 即

$$G_s = QS_* \quad \text{或} \quad S_* = \frac{G_s}{Q} \quad (3-52)$$

式中: G_s 为悬移质断面输沙率(kg/s), Q 为流量(m^3/s)。

习惯上常把 S_* 叫做水流挟沙力、饱和含沙量或临界含沙量。河床处于不冲不淤平衡状态时,挟沙水流中垂线上各点的含沙量上稀下浓,彼此不同,其垂线平均含沙量为 S_m 。应该注意, S_m 与单宽或断面平均含沙量 S_* 是有区别的。前者的定义是 $S_m = \int_a^h S dy / h$; 后者如式(3-51)所示。

悬移质在河流输沙总量中常常占了主要的部分,在冲积平原河流的中下游更是如此。例如长江宜昌站资料表明,推移质输沙量平均仅占年输沙总量的 1.75%,其余都是悬移质。因此,悬移质输沙率是河流动力学中重要的研究课题之一,它对于估计河流输送泥沙的数量以及进行河床冲淤计算都有重要的意义。许多学者对这一问题进行了研究并提出了相应的计算公式,但由于问题相当复杂,至今尚未得到满意的结果。这些公式中,有些有一定的理论根据,有些还带有经验的性质。下面介绍其中的几个公式。

一、爱因斯坦公式

爱因斯坦公式是欧美国家广泛用来计算悬移质输沙率的方法之一。计算时用到下列基本公式:

$$g_s = \int_a^h u S dy \quad (3-49)$$

$$\frac{S}{S_a} = \left(\frac{h - y}{y} \cdot \frac{a}{h - a} \right)^z \quad (3-26)$$

$$z = \frac{\omega}{\kappa U_*} \quad (3-27)$$

及对数流速分布公式:

$$\frac{u}{U_*} = 5.75 \lg \left(30.2 \frac{y}{\Delta} \right) \quad (3-53)$$

其中 $\Delta = K_s / \chi$ 。 K_s 代表床面的粗糙突起高度,可取 $K_s = D_{65}$; χ 是对数流速公式的校正参数,同床面水力粗糙或水力光滑的情况有关,可查第二章的图 2-3。

取无因次数 $\eta = \frac{y}{h}$, $A = \frac{a}{h}$, 以式(3-26)、(3-27)、(3-53)代入式(3-49),得

$$\begin{aligned} g_s &= \int_a^h u S dy = \int_a^h 5.75 U_* \lg \left(30.2 \frac{y}{\Delta} \right) \cdot S_a \left(\frac{h - y}{y} \cdot \frac{a}{h - a} \right)^z dy \\ &= 5.75 U_* S_a a \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \left[\int_A^1 \left(\frac{1-\eta}{\eta} \right)^z \lg \frac{30.2 h}{\Delta} d\eta + \int_A^1 \left(\frac{1-\eta}{\eta} \right)^z \ln \eta d\eta \right] \\ &= 5.75 U_* S_a a \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \left[\lg \frac{30.2 h}{\Delta} \int_A^1 \left(\frac{1-\eta}{\eta} \right)^z d\eta + 0.434 \int_A^1 \left(\frac{1-\eta}{\eta} \right)^z \ln \eta d\eta \right] \end{aligned}$$

上式可写为

$$g_s = 11.6 U_* S_a a \left[2.303 \lg \frac{30.2 h}{\Delta} \cdot I_1 + I_2 \right] \quad (3-54)$$

其中

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-\eta}{\eta} \right)^z d\eta \\ I_2 &= 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-\eta}{\eta} \right)^z \ln \eta d\eta \end{aligned} \right\} \quad (3-55)$$

式中: I_1 和 I_2 各是 A 和 z 的函数,式(3-55)中的积分可通过数值积分求得。见图 3-12 及图 3-13。

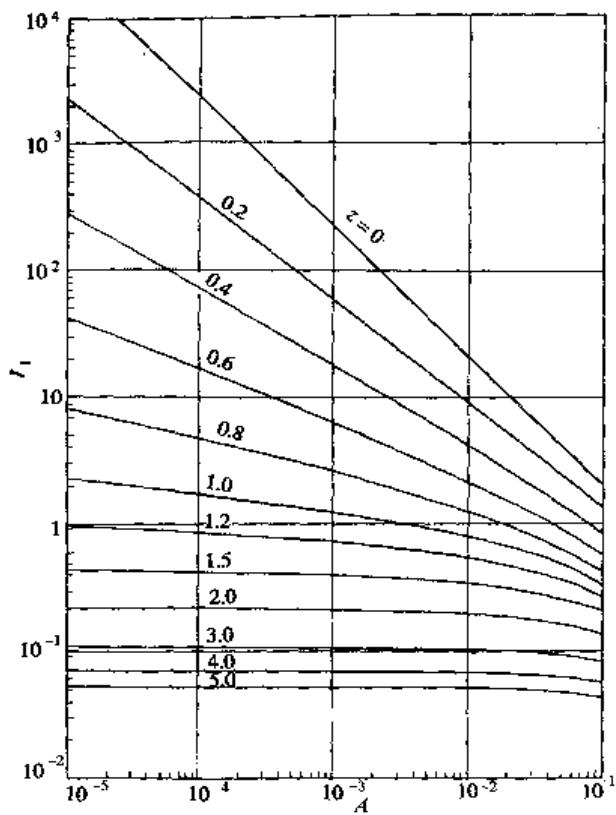


图 3-12 悬移质输沙率积分中 I_1 与 A 和 z 的关系

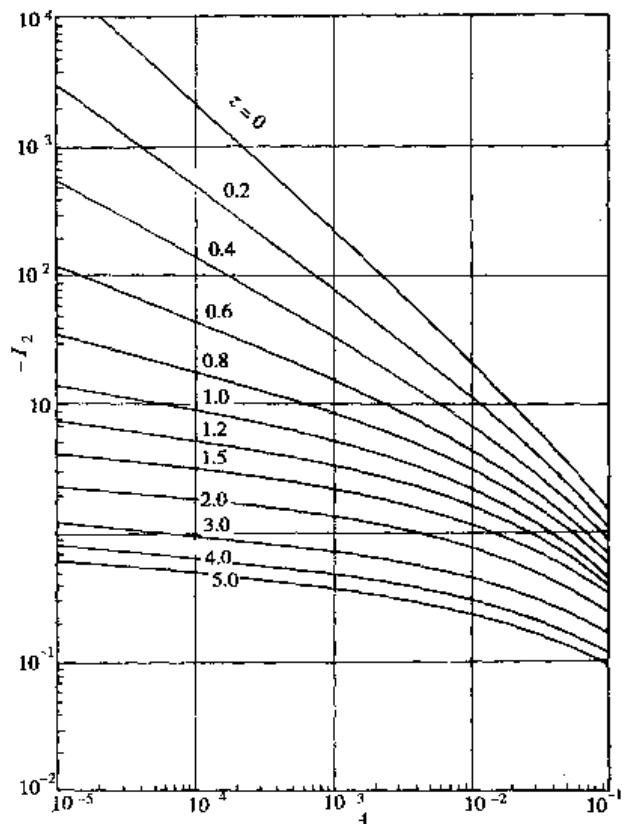


图 3-13 悬移质输沙率积分中 I_1 与 A 和 z 的关系

根据式(3-54)计算悬移质输沙率,还要解决临底含沙量 S_a 的问题。观察表明,河流中的泥沙从水面到河底是连续的,在靠近床面附近,各种泥沙在不断地交换,推移质和悬移质在运动过程中也在不断地交换,其运动区域没有截然分明的界限。为便于研究,爱因斯坦认为推移质集中在床面层范围内运动,悬移质在床面层以上的主流区运动。既然泥沙浓度沿垂线的变化是连续的,床面层顶端的泥沙浓度就应该等于悬移质的临底含沙量 S_a ,这样就可以在 S_a 与推移质输沙率之间建立起联系。

天然河流中泥沙组成一般不均匀。设 i_b 为推移质中代表粒径为 D 的粒径组泥沙所占的百分比。相应地,该粒径组泥沙的推移质单宽输沙率为 $i_b g_b$ 。下面的分析都是就该粒径组而言的。

若令 \bar{u}_b 为推移质平均运动速度,则床面层内的平均含沙量为

$$\frac{i_b g_b}{a \bar{u}_b}$$

其中 a 为床面层厚度。根据水槽试验资料,在泥沙运动强度不大时, $a = 2D$ 。假定床面层顶端的泥沙浓度 S_a 和床面层内的平均含沙量成正比,并假定 \bar{u}_b 和 U_* 成正比,则:

$$S_a = \xi \frac{i_b g_b}{a U_*}$$

根据水槽试验资料,求得 $\xi = \frac{1}{11.6}$,于是上式可写成:

$$i_b g_b = 11.6 S_a U_* a \quad (3-56)$$

将此式代入(3-54),令相应于粒径组 D 的悬移质单宽输沙率为 g_{si} ,得

$$g_{si} = i_b g_b \left(2.303 \lg \frac{30.2 h}{\Delta} I_1 + I_2 \right)$$

或写成

$$g_{si} = i_b g_b (PI_1 + I_2) \quad (3-57)$$

其中

$$P = 2.303 \lg \frac{30.2h}{\Delta} \quad (3-58)$$

式(3-57)就是爱因斯坦悬移质单宽输沙率公式,其中 $i_b g_b$ 可由他的推移质公式推求。

应该注意,按式(3-57)算得的是指定粒径组的悬移质输沙率 g_{si} 。混合沙全体的悬移质单宽输沙率为各粒径组输沙率的总和, $g_s = \sum_{i=1}^N g_{si}$ 。

需要指出,在床面有沙波时,公式中的摩阻流速 U_* 应以 U'_* 代替,其中 $U'_* = \sqrt{R'_b g J}$ 。
 U'_* 和 R'_b 分别是同沙粒阻力相应的那一部分摩阻流速与水力半径。这是因为床面存在沙波时,河床阻力分为沙粒阻力与沙波阻力两部分。前者是水流作用于沙粒并在其周围绕过时受到的表面阻力,与此相应的传递到床面的那一部分水流势能所产生的紊动漩涡直接发源于床面沙粒附近,对推移质的搬运自然起着直接的作用;又由于该处接近河底,含沙量梯度较大,这种紊动对泥沙的悬浮也有显著的影响。至于后者,它是水流绕过沙波而受到的形状阻力,水流因沙波而造成的紊动漩涡主要产生在沙波峰顶下游的分离面上。该处距床面泥沙还有一段距离,这样的紊动漩涡对推移质的作用就不如前者那么直接;又由于该处距床面已有一段距离,含沙量梯度大大减缓,这种紊动对悬移质运动也不起决定性的作用。总之,在存在沙波时,沙粒阻力对推移质及悬移质的输送起着主要的作用,这就是爱因斯坦体系输沙率公式中,摩阻流速要采用 U'_* 的道理。

关于如何将作用在同一周界上的阻力分解成沙粒阻力与沙波阻力的内容,已在上一章动床阻力部分中作了介绍,兹不赘述。

二、武汉水利电力学院公式

武汉水利电力学院张瑞瑾等在收集了长江、黄河以及若干水库、渠道和室内水槽的实测资料并进行整理后发现,悬移质中属于床沙质部分的临界含沙量 S_* 与代表水流条件与河床组成条件的综合因子 $\frac{U^3}{gR\omega}$ 之间有较好的关系,该关系可以下式表达:

$$S_* = K \left(\frac{U^3}{gR\omega} \right)^m \quad (3-59)$$

式中: U 为断面平均流速; R 为水力半径,在宽浅河道中可以平均水深 h 代替, ω 为床沙质沉速; g 为重力加速度; 系数 K 及指数 m 随 $\frac{U^3}{gR\omega}$ 而变,见图 3-14。 K 的单位与 S_* 相同,为 kg/m^3 。

在得到了式(3-59)后,他们按照悬移质具有制紊作用的观点对该式的建立作了阐述。所谓制紊作用,是指悬移质的存在将使水流的紊动减弱、水流的阻力损失减小。张瑞瑾等收集了一些天然河流、灌溉渠道、试验室水槽及管道的资料,并对含沙量与阻力系数的关系作了分析,发现挟沙水流具有含沙量越高,阻力系数越小,也就是能量损失越小的明显趋势。例如黄河的实测资料表明,当含沙量超过 $10\text{kg}/\text{m}^3$ 时,曼宁糙率系数大多小于 0.01,有的甚至小于 0.005。这样小的糙率系数在清水水流中,即使是光滑的玻璃也难以达到。根据这些事实,以及他们做的相应的实验,他们得出了挟沙水流中紊动减弱的结论。至于紊动强度减弱的原因,目前还不太清楚,初步的解释是:泥沙与水有不同的密度,两者作相对运动时会互相牵制;水流挟沙后粘性增大,对紊动不利。临近河底的区域是产生大量紊动涡体的地方,该处恰好含沙量最大,这就对涡体的形成与运动起了制约作用,从而使整个水流的紊动强度减弱,水流的阻力损失减

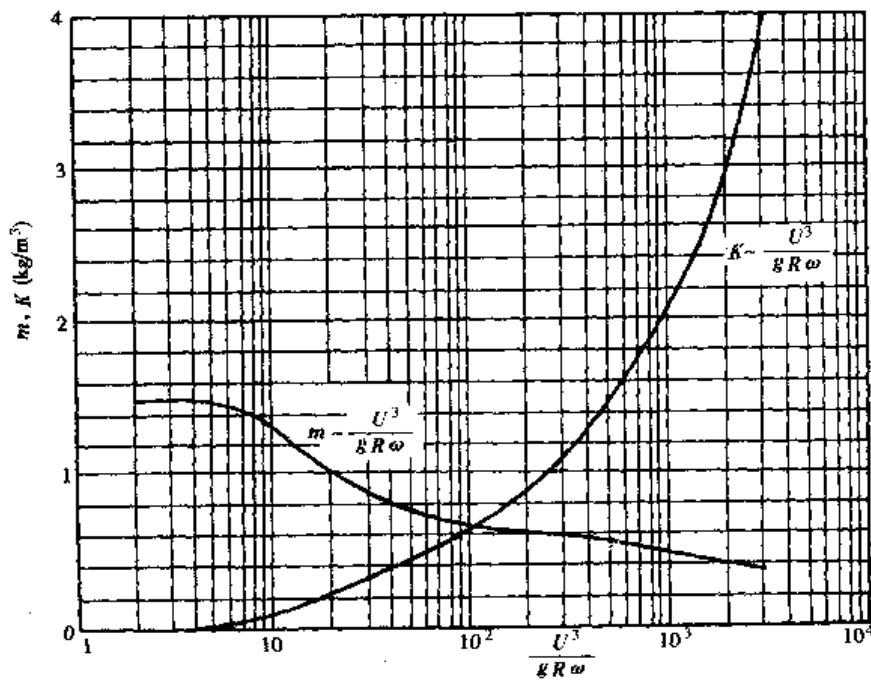


图 3-14 K, m 与 $\frac{U^3}{g R \omega}$ 的关系

小。

从悬移质制紊的观点出发,他们把清水水流与浑水水流进行对比,写出了能量平衡方程式。

设 E_s 及 E 分别代表在河宽、水深和平均流速等条件相同的情况下,单位长度均匀流中的浑水水流与清水水流在单位时间内的能量损失; ΔE 代表 E 与 E_s 的差值,由悬移质的制紊作用而产生,称为制紊功;则

$$\Delta E = E - E_s \quad (3-60)$$

令 A 代表过水断面面积, S_v 代表床沙质的体积比含沙量, U 代表断面平均流速, J_s 及 J 分别代表浑水水流及清水水流的比降, γ_s 及 γ 分别代表泥沙及水的容重,则

$$\left. \begin{aligned} E &= \gamma A U J \\ E_s &= \gamma (1 - S_v) A U J_s + \gamma_s S_v A U J_s \end{aligned} \right\} \quad (3-61)$$

将式(3-61)代入(3-60),得

$$\Delta E = \gamma A U J - \gamma (1 - S_v) A U J_s - \gamma_s S_v A U J_s \quad (3-62)$$

用因次分析法建立制紊功 ΔE 的表达式。设 ΔE 主要与 $\gamma_s - \gamma$ 、 A 、 S_v 及 ω 等因素有关,则可写出下列函数式:

$$\Delta E = F_1(\gamma_s - \gamma, A, S_v, \omega)$$

或

$$F_2(\Delta E, \gamma_s - \gamma, A, S_v, \omega) = 0$$

将上式写成无因次变量间的关系,得:

$$F_3\left(\frac{\Delta E}{(\gamma_s - \gamma) A \omega}, S_v\right) = 0 \quad (3-63)$$

由此得

$$\Delta E = (\gamma_s - \gamma) A \omega F_4(S_v) \quad (3-63)$$

上式中 $F_4(S_v)$ 的具体形式待定。按照挟沙制紊的观点, S_v 越大, ΔE 也越大; $S_v = 0$, $\Delta E = 0$ 。故可将 $F_4(S_v)$ 近似用指数关系来表示:

$$F_4(S_v) = C_1 S_v^\alpha \quad (3-64)$$

式中 C_1 及 α 分别为正的无因次系数与指数。将式(3-63)和(3-64)代入(3-62), 得

$$C_1(\gamma_s - \gamma)A\omega S_v^\alpha = \gamma A U J - [\gamma(1 - S_v)AUJ_s + \gamma_s S_v AUJ_s]$$

略去等号右侧的相对微小项 $(\gamma_s - \gamma)AUJ_s$, 并加以整理, 得

$$S_v^\alpha = \frac{\gamma}{C_1(\gamma_s - \gamma)\omega} \frac{U}{\omega} (J - J_s) \quad (3-65)$$

按照水力学中常用的阻力公式, 可写出

$$\left. \begin{aligned} J &= f \frac{1}{4R2g} \frac{U^2}{ } \\ J_s &= f_s \frac{1}{4R2g} \frac{U^2}{ } \end{aligned} \right\} \quad (3-66)$$

其中 f 及 f_s 分别为清水与浑水水流的阻力系数, 故式(3-65)可改写为:

$$S_v^\alpha = \frac{\gamma}{8C_1(\gamma_s - \gamma)} (f - f_s) \frac{U^3}{gR\omega} \quad (3-67)$$

其中 $f - f_s$ 与含沙量 S_v 有关。 S_v 越大, $f - f_s$ 也越大; $S_v = 0, f - f_s = 0$ 。故可假定

$$f - f_s = C_2 S_v^\beta \quad (3-68)$$

式中 C_2 和 β 分别为正的无因次系数和指数。将式(3-68)代入(3-67), 整理后得

$$S_v = \left[\frac{C_2}{8C_1} \right]^{\frac{1}{\alpha-\beta}} \left[\frac{U^3}{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g R \omega} \right]^{\frac{1}{\alpha-\beta}}$$

令

$$\left[\frac{C_2}{8C_1} \right]^{\frac{1}{\alpha-\beta}} = C_3, \quad \frac{1}{\alpha-\beta} = m, \quad \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} = a$$

则

$$S_v = C_3 \left(\frac{U^3}{agR\omega} \right)^m \quad (3-69)$$

含沙量通常用单位体积浑水中泥沙的数量来表示, 故上式可写成

$$S = C_3 \rho_s \left(\frac{U^3}{agR\omega} \right)^m$$

令

$$\frac{C_3 \rho_s}{a^m} = K$$

并以 S_* 代表不冲不淤临界情况下的含沙量, 则得前面的公式

$$S_* = K \left(\frac{U^3}{gR\omega} \right)^m \quad (3-59)$$

在式(3-59)中, $\frac{U^3}{gR\omega}$ 为一无因次数, 它是无因次数 $\frac{U^2}{gR}$ 与 $\frac{\omega}{U}$ 之比。其中 $\frac{U^2}{gR}$ 是水流弗劳德数, 可代表水流紊动强度; $\frac{\omega}{U}$ 代表相对的重力作用。因此, $\frac{U^3}{gR\omega}$ 代表了紊动作用与重力作用的对比关系。式(3-59)在量纲上是和谐的, 在有关物理量的关系中也是合理的。它的结构形式简单, 使用方便, 并有一定的实测资料作基础, 因此目前在国内得到了较为广泛的使用。公式中的系数 K 及指数 m 应该根据工程所在河段的实测资料确定。不过要注意, 取样时河段应处于不冲不淤的输沙平衡状态。如缺乏实测资料, 也可由图 3-14 查得 K, m 。

在泥沙组成不均匀时, 可将床沙质分成若干粒径组, 求得某粒径组在总重中占的百分数 i_s 和相应的中值粒径 D_i , 再以 D_i 作代表计算 ω_i , 并按式(3-59)求得该粒径组的 S_{*i} ; 混合沙的临界含沙量为各粒径组 S_{*i} 的总和, 即 $S_* = \sum_{i=1}^N i_s S_{*i}$ 。为简化工作量, 也可按各组的 i_s, D_i, ω_i

求得混合沙的综合平均沉速 $\omega = \frac{\sum \omega_i i_s}{\sum i_s}$, 然后将 ω 代入式(3-59)求得混合沙的 S_* 。如果很细与很粗的泥沙在悬移质中占的分量不多, 为简便计, 可近似用床沙质的 D_{50} 来求 ω , 进而求得混合沙的临界含沙量。

三、拜格诺公式

拜格诺认为水流维持悬移质运动需要作功, 要消耗水流的势能。从这一观点出发, 他研究了悬移质的输沙率, 在推导过程中采用了与研究推移质输沙率基本相同的方法。

设单位床面面积上方的水柱中, 悬移质的水下重量为 W'_s , 悬移质沿流向的垂线平均速度为 \bar{u}_s , 则以水下重量计的悬移质单宽输沙率为

$$g'_s = W'_s \bar{u}_s \quad (3-70)$$

泥沙在水流中将以沉速 ω 下沉, 但悬移质作为一个整体来说, 其重心又能维持在一定的高程不变, 这意味着水流必须以 ω 的速度将泥沙举起。在单位床面面积上方的水柱中, 单位时间内水流通过紊动为悬浮泥沙作的功为

$$E_1 = W'_s \omega \quad (3-71)$$

维持悬移质悬浮的能量虽然直接取之于水流的紊动能, 但后者又是从水流的有效势能转化而来的。因此, 使泥沙悬浮的能量与水流的势能损失间应有一定的联系。单位床面、单位时间内水流的势能损失为 $\tau_0 U$ 。考虑到这一损失中, 已有一部分用来维持推移质运动, 如第二章所述, 该部分为 $\tau_0 U e_b$ 。因此, 单位时间内, 水流用来维持悬移质运动而消耗的势能应等于扣除输移推移质之后的势能再乘以一效率系数, 即

$$E_2 = \tau_0 U (1 - e_b) e_s \quad (3-72)$$

这部分能量就用来悬浮泥沙, 即 $E_1 = E_2$, 于是得

$$W'_s \omega = \tau_0 U (1 - e_b) e_s \quad (3-73)$$

其中, e_b 和 e_s 分别为水流搬运推移质与悬移质的效率。

$$\text{将上式代入式(3-70), 得 } g'_s = \tau_0 \frac{U \bar{u}_s}{\omega} (1 - e_b) e_s \quad (3-74)$$

式中: 垂线平均的悬移质运动速度 \bar{u}_s 与水流的垂线平均流速 U 并不相等, 但大致成一比例, 即

$$\bar{u}_s = \alpha U$$

其中, α 为比例系数, 一般小于 1。将上式代入式(3-74)得

$$g'_s = e_s (1 - e_b) \alpha \frac{\tau_0 U^2}{\omega} \quad (3-75)$$

通过对一些水槽试验资料的分析, 拜格诺得到

$$e_s (1 - e_b) \alpha = 0.01 \quad (3-76)$$

于是, 得到以水下重量计的悬移质单宽输沙率公式为

$$g'_s = 0.01 \frac{\tau_0 U^2}{\omega} \quad (3-77)$$

若以干质量计, 则悬移质单宽输沙率公式为

$$g_s = 0.01 \frac{\gamma_s}{(\gamma_s - \gamma)} \frac{\tau_0 U^2}{g \omega} \quad (3-78)$$

第二章中曾指出,推移质输沙效率 e_b 一般在 0.12 ~ 0.15 之间。作为一个例子,若令 $e_b = 0.13$, 分别取 $\alpha = 0.25$ 及 0.5, 根据式(3-76), 则悬移质输沙效率 e_s 分别为 0.046 及 0.023。这说明,水流的有效势能中,最后通过紊动动能用来维持泥沙悬浮的部分,所占的比例很小。

用我国长江、黄河资料对式(3-78)的检验表明,所得的 g_s 显著偏小,因而该式不用实测资料对系数进行修正不宜用于解决实际生产问题的。这里加以介绍,主要是说明在理论上考虑问题的一种途径。

四、经验公式

经验公式很多,现介绍其中三个供参考。

1. 范家骅公式 范家骅以引黄济卫渠系及陕西洛惠渠等渠道的实测资料作基础,建立了如下公式:

$$S_* = 2.34 \frac{U^4}{\omega R^2} \quad (3-79)$$

式中: U 为断面平均流速,单位为 m/s; R 为水力半径(m), ω 为悬移质平均沉速(cm/s)。

2. 扎马林(E.A.Замарин)公式 扎马林利用前苏联中亚大量灌溉渠道的资料,提出了如下的两个公式:

$$S_* = 11 U \sqrt{\frac{URJ}{\omega}} \quad \text{适用于 } 0.0004 \leq \omega < 0.002 \text{ m/s} \quad (3-80)$$

$$S_* = 0.022 \left(\frac{U}{\omega} \right)^{3/2} \sqrt{RJ} \quad \text{适用于 } 0.002 \leq \omega \leq 0.008 \text{ m/s} \quad (3-81)$$

式中: U 与 ω 的单位为 m/s; R 为水力半径(m); J 为比降。

以上诸公式中, S_* 都是指悬移质中床沙质临界含沙量,单位为 kg/m³。也有人在统计实测资料时,把悬移质中的床沙质和冲泻质放在一起,得到了相应的经验公式,例如:

3. 黄河干支流公式 麦乔威等根据黄河干流及部分支流如无定河、渭河、伊洛河的实测资料,得到

$$S = 1.07 \frac{U^{2.25}}{R^{0.74} \omega^{0.77}} \quad (3-82)$$

式中: S 为包括冲泻质在内的的悬移质饱和含沙量,单位为 kg/m³; U 为断面平均流速(m/s); R 为水力半径(m); ω 为悬移质平均沉速(cm/s)。

影响悬移质输沙率的因素很复杂,限于当前的理论水平,按理论公式计算得到的悬移质输沙率往往同实测情况会有很大的出入,于是人们就提出了不同的经验公式,来解决生产实际问题。

经验公式是根据特定的实测资料建立的,有一定的局限性。如果所用资料中,某种因素的变化范围很小,那么所得的经验公式就不能恰当地反映该因素的影响,甚至可能不包含这个因素,因而,把这一公式用到另一个地方,而该处那一个因素恰好有较大变化时,公式的误差就会很大。因而,使用经验公式时,应注意其适用条件,应根据当地的实际资料对经验公式进行检验并加以适当的修正。最好能建立自己的经验公式,也就是根据实测资料,通过相关分析找出有关变量,建立合适的结构式,为满足因次和谐的要求,最好能将有关变量构成相应的无因次项,再由实测资料决定公式中的系数和指数或无因次变量之间的关系。这样得到的经验公式才更切合当地实际情况。

综上所述,前面介绍的各种公式仅供计算时参考。究竟选择哪个公式,应经过当地资料的检验,不可盲目套用。

第四节 含沙量沿程变化

上节给出的公式都只能确定河床处于不冲不淤平衡状态时水流的饱和含沙量或悬移质输沙率。但是,天然河流中河床经常处于冲淤变化的状态,挟沙水流的含沙量常常不等于其临界值,有时处于超饱和状态,河床淤积;有时处于次饱和状态,河床冲刷。河床真正处于不冲不淤平衡状态的情况是很少见的,因而用上节的公式来计算河流的真实含沙量会有一定的误差。在一些工程问题中这方面的现象有时还十分明显。例如在河流上筑坝修建水库后,下泄的基本上是清水,含沙量远小于水流的输沙能力,这必然引起坝下游河床的冲刷。水流冲刷河床,增加水中的含沙量,使它逐渐达到饱和状态,这个过程要经过一段距离才能完成,在这过程中,含沙量是沿程变化的。同样道理,水库回水区的沿程淤积是挟沙水流由超饱和向饱和状态发展的过程,在这过程中,含沙量也沿程变化。实际观察表明,细颗粒泥沙超饱和的能力很强,在流速减小后,挟沙水流的含沙量可能远超过其临界含沙量。细颗粒泥沙由次饱和通过冲刷到恢复饱和往往也需要较长的距离。于是在流速增大后,细颗粒泥沙的含沙量有时会远小于其临界含沙量。由此可见,泥沙愈细,直接由前述公式计算的含沙量与挟沙水流实际的含沙量相差可能会愈大。为了估计经过多长距离后含沙量才恢复饱和,或者为了了解挟沙水流的含沙量实际上有多大,以便于计算河床冲淤,就需要研究含沙量的沿程变化规律。

从理论上讲,可以根据一般形式的悬移质扩散方程来研究含沙量的沿程变化。限于篇幅,现主要介绍一个根据简化的物理概念导得的恒定均匀流中,恒定输沙时,平均含沙量沿程变化的公式。

取一长度为 Δx 的微小河段,见图 3-15。设其水深为 h ,河宽为 B ,流量为 Q ,悬移质沉速为 ω ,进出口断面分别为 I、II,中断面的平均含沙量为 S 。

单位时间进入河段的泥沙数量为

$$QS - \frac{\partial(QS)\Delta x}{\partial x} \frac{1}{2}$$

单位时间流出河段的泥沙数量为

$$QS + \frac{\partial(QS)\Delta x}{\partial x} \frac{1}{2}$$

二者的差值为 $\frac{\partial(QS)}{\partial x}\Delta x$ 。由连续定律,这一差值应等于水流冲刷河床或落淤在河床上的泥沙数量。

水流通过该河段时,其中的悬移质将同河床上的泥沙发生交换。今以 $g_上$ 表示单位时间内,从单位面积河床上掀起的泥沙数量;用 $g_下$ 表示单位时间内,从挟沙水流中通过单位面积沉降的泥沙数量。则单位时间内,河床上掀起的泥沙数量为

$$g_上 B \Delta x$$

单位时间内,由水流中沉降到河床的泥沙数量为:

$$g_下 B \Delta x$$

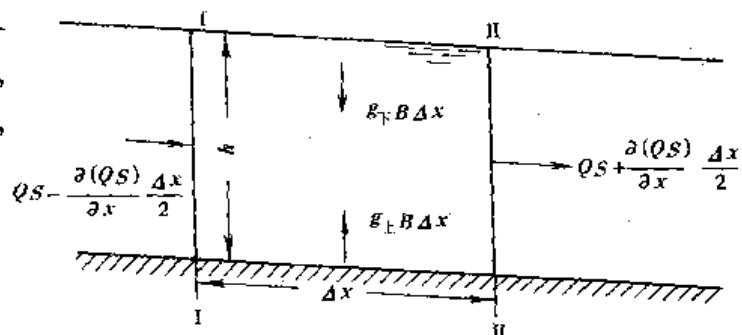


图 3-15 沙量平衡示意图

在恒定流及恒定输沙条件下,水流要素及含沙量不随时间而变, QS 对 x 的偏导数可改写为全导数。单位时间内若有净的沙量自河段流出,该沙量应等于水流从床面上掀起的净的泥沙数量,于是可得沙量平衡方程:

$$\frac{d}{dx}(QS)\Delta x = g_{\text{上}} B\Delta x - g_{\text{下}} B\Delta x \quad (3-83)$$

整理上式,并注意到 Q 沿程不变以及 $Q = qB$, 得

$$q \frac{dS}{dx} - g_{\text{上}} + g_{\text{下}} = 0 \quad (3-84)$$

关于 $g_{\text{上}}$ 及 $g_{\text{下}}$, 不同的研究者有不同的处理方法。窦国仁将 $g_{\text{下}}$ 写为

$$g_{\text{下}} = \alpha S\omega \quad (3-85)$$

其中 $S\omega$ 是重力作用下, 单位时间内可能下沉到单位床面上的泥沙数量。但由于水流有紊动作用, 实际上只有其中的一部分泥沙能沉降到床面。因此, α 可看作沉降机率, 是实际上沉降到床面的泥沙与所有可能下沉泥沙的数量之比。将 $g_{\text{上}}$ 写为

$$g_{\text{上}} = \alpha S_* \omega \quad (3-86)$$

其中 S_* 为水流挟沙力或饱和含沙量。这是因为一般河流中含沙量都不是很大, 含沙量对泥沙起动和悬浮的影响都很小。因而可以认为从河底掀起泥沙的数量与水体中已有的泥沙数量无关。在这种情况下, 单位时间内单位床面上掀起的泥沙数量 $g_{\text{上}}$ 只与水力因子有关。因此在一定水力条件下 $g_{\text{上}}$ 为一常值, 其值可由边界条件求得。当河段处于不冲不淤平衡状态时, 有 $g_{\text{上}} = g_{\text{下}}$ 。此时 $g_{\text{下}}$ 中, 挟沙水流的含沙量应等于饱和含沙量。于是:

$$g_{\text{上}} = g_{\text{下}} \Big|_{S=S_*} = \alpha S_* \omega$$

将式(3-85)、(3-86)代入式(3-84), 得

$$\frac{dS}{dx} = -\frac{\alpha\omega}{q}(S - S_*) \quad (3-87)$$

上式即为一元恒定流中含沙量沿程变化的微分方程。如果该研究河段内水流接近均匀流, 则水流要素可近似认为沿程不变, 或可以用河段平均值表示; 又假设沉速 ω 沿程不变, 则 S_* 也沿程不变。将上式积分并利用进口断面 $x=0, S=S_0$ 的边界条件决定积分常数, 可得

$$S = S_* + (S_0 - S_*) e^{-\frac{\alpha\omega}{q}x} \quad (3-88)$$

令 L 为落距,

$$L = \frac{q}{\omega} = U \frac{h}{\omega}$$

它代表随水流以速度 U 运动的泥沙, 不考虑紊动悬浮作用时, 从水面沉降到河底所经过的距离。显然, 泥沙愈细则沉速愈小, 落距也愈大。于是式(3-88)可写成

$$S = S_* + (S_0 - S_*) e^{-\frac{\alpha}{L}x} \quad (3-89)$$

由上式可求出距进口断面 x 处, 计算断面的平均含沙量 S 。

对于 α 的值, 目前的看法还不一致, 其数值最好根据同类型河段的实测资料反推确定。根据韩其为等人的研究, α 在淤积时可取 0.25, 冲刷时可取 1.0。

当水流要素沿程变化时, 式(3-89)已不再适用。从式(3-87)出发, 在等式两边同时减去 $\frac{dS_*}{dx}$, 将得到一阶线性常微分方程。将该方程等式右侧的 $\frac{dS_*}{dx}$ 近似以

$$\frac{dS_*}{dx} = -\frac{S_{*0} - S_*}{\Delta x}$$

表示,即假定挟沙力沿程呈线性变化,韩其为求得恒定非均匀流中平均含沙量的沿程变化规律为:

$$S = S_* + (S_0 - S_{*0}) e^{-\frac{ax}{L}} + (S_{*0} - S_*) \frac{L}{ax} (1 - e^{-\frac{ax}{L}}) \quad (3-90)$$

式中; S 为计算断面含沙量; x 为计算断面至进口处的距离; S_0 为进口断面含沙量; S_{*0} 与 S_* 分别为进口断面与计算断面的水流挟沙力,现为非均匀流,故二者不再相等。

式(3-90)中,等号右侧第二项的物理意义是进口断面泥沙非饱和量经距离 x 后的残余量;第三项是水流要素沿程变化引起的该河段挟沙力变化对出口含沙量的影响。当水流为均匀流, $S_* = S_{*0}$, 第三项消失,就得到与式(3-89)相同的公式。由此可见,式(3-89)中,等号右侧第一、二项中的 S_* 实际上有不同的含义,它们分别代表出口与进口断面的饱和含沙量。

式(3-89)或(3-90)中,等号右侧第一项在一般情况下占主要份量,等号右侧第二项的大小主要取决于 $e^{-\frac{ax}{L}}$ 。当计算河段较短,泥沙较细,落距较长时, $e^{-\frac{ax}{L}}$ 就较大,挟沙水流将继续保持一定的非饱和度;也就是说,颗粒较细,落距较大时,恢复饱和的距离也长,据计算该距离有时可达数十甚至上百公里。这就表明,泥沙颗粒愈细,河段的含沙量与其上游段含沙量的关系愈密切。这就从另一方面解释为什么通常称为冲泻质的细颗粒泥沙与当地水力因子没有密切关系。当计算段较长,泥沙较粗,落距较短,例如当 $a/L = 5$ 时,则 $e^{-\frac{ax}{L}} = 0.0067$,进口断面非饱和量的剩余项就变得微不足道。如果这时水流又比较均匀,就可以用出口断面的饱和含沙量近似代表其实际含沙量。第七章将要提及,在根据泥沙连续方程计算河床变形时,通常假定计算段出口处的水流挟沙处于饱和状态,河段内泥沙冲淤量等于上游来沙量与本河段水流挟沙能力的差。由本节的叙述可见,并不是在所有情况下都可以把计算段出口处的水流看成是饱和的挟沙水流。应根据河段的具体情况,按式(3-89)或(3-90)初步估计各项影响的大小,然后用适当的方法来计算出口断面的含沙量。

第五节 总输沙率

在一定水流与河床组成条件下,单位时间内能够通过河段下泄的沙量称为总输沙率;它是指河床处于不冲不淤平衡状态,水流能够输送的包括悬移质和推移质在内的全部沙量。习惯上将总输沙率称为水流输沙能力或水流挟沙能力,有时也称为水流挟沙力。鉴于床沙质和冲泻质的性质不同,关于这两部分泥沙总输沙率的计算方法也不相同。为区别起见,把推移质输沙率与悬移质中床沙质输沙率之和叫做床沙质总输沙率;把推移质输沙率与全部悬移质包括冲泻质在内的输沙率之和叫做全沙总输沙率。

一、床沙质总输沙率

有些天然河流,推移质与悬移质在输沙总量中都占有重要的地位。例如据江西章水上犹江水库沙量平衡的分析,推移质输沙量与悬移质输沙量之比有时可达 1:2。因此,在根据床沙质输沙率估计这类河流的河床演变时,必须同时考虑推移质与悬移质。下面介绍一些床沙质总输沙率的公式,其中有些是理论公式,有些是半经验与经验公式。

1. 爱因斯坦公式

爱因斯坦导得代表粒径为 D 的某组泥沙的推移质输沙率公式为:

$$i_b g_b$$

悬移质输沙率公式为：

$$g_{si} = i_b g_b (PI_1 + I_2) \quad (3-57)$$

两者相加，即得爱因斯坦的床沙质挟沙能力公式：

$$g_T = i_b g_b (1 + PI_1 + I_2) \quad (3-91)$$

式中： i_b 是床沙质中代表粒径为 D 的粒径组在推移质所占的百分比； g_T 是该粒径组的总输沙率； $i_b g_b$ 可根据爱因斯坦推移质输沙率公式推求； I_1, I_2 可查图 3-12、图 3-13； P 由式(3-58)决定。

混合沙全体的床沙质单宽总输沙率为水流对各粒径组挟沙能力之和， $g_T = \sum_{i=1}^N g_{Ti}$ 。

2. 拜格诺公式

前面已得到拜格诺的以水下重量计的推移质与悬移质单宽输沙率公式：

$$g'_b = \frac{e_b}{\operatorname{tg}\alpha} \tau_0 U \quad (2-78)$$

$$g'_s = 0.01 \frac{\tau_0 U^2}{\omega} \quad (3-77)$$

于是得以水下重量计的单宽总输沙率为：

$$g'_T = \tau_0 U \left(\frac{e_b}{\operatorname{tg}\alpha} + 0.01 \frac{U}{\omega} \right) \quad (3-92)$$

若以干质量计，则有：

$$g_T = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s - \gamma_g} \tau_0 U \left(\frac{e_b}{\operatorname{tg}\alpha} + 0.01 \frac{U}{\omega} \right) \quad (3-93)$$

这就是拜格诺的床沙质挟沙能力公式。拜格诺根据一些水槽试验资料(粒径变化范围为 0.11 ~ 5mm)对式(3-93)进行了验证，认为结果令人满意。

3. 恩格隆—汉森(F. Engelund—E. Hansen)公式

恩格隆与汉森注意到天然河流中沙垄是常见的床面形态。他们认为泥沙沿沙垄运动所需的能量应等于作用在运动泥沙上的水流剪切力所做的功，并根据水槽试验资料提出了如下的关系式：

$$f_e \phi_T = 0.1 \theta^{2.5} \quad (3-94)$$

式中： ϕ_T 及 θ 分别是床沙质输沙强度参数和水流强度参数； f_e 是恩格隆与汉森采用的阻力系数。它们分别以下列各式表示：

$$\phi_T = \frac{g_T}{\rho_s D_{50} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D_{50}}} \quad (3-95)$$

$$\theta = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \quad (3-96)$$

$$f_e = \frac{2ghJ}{U^2} \quad (3-97)$$

其中： g_T 是床沙质单宽总输沙率； D_{50} 是与床沙中值粒径相应的沉降粒径，恩格隆等认为沉降粒径同时能反映颗粒形状对泥沙运动的影响。表 3-1 中列出了常见天然沙筛分粒径与沉降粒径的对照值，其余符号的意义同前。

筛分粒径与沉降粒径对照表

表 3-1

筛分粒径(mm)	0.089	0.126	0.147	0.208	0.25	0.29	0.42	0.59	0.76	1.25	1.80
沉降粒径(mm)	0.10	0.14	0.16	0.22	0.25	0.29	0.40	0.55	0.70	1.00	1.20

将式(3-95)、(3-96)、(3-97)代入式(3-94),得

$$g_T = 0.05 \rho_s U^2 \frac{D_{50}}{\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g D_{50}}} \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \right]^{3/2} \quad (3-98)$$

式(3-94)与水槽试验资料的对照如图 3-16 所示,点群基本集中在直线上,相关性很好。由图可见,公式尽管是根据沙垄情况导得的,却也适用于床面形态为沙浪的阶段。该式由于结构简单、使用方便,与实测资料也较为符合,是目前公认较好的一个公式。它适用于河床组成为中、粗沙的河流;当 D_{50} 小于 0.15mm,公式将不适用。

4. 科尔比(B.R. Colby)方法

前面的公式大多是根据水槽试验成果建立的,将其推广到尺度大得多的天然河流可能会产生较大的误差。科尔比方法是计算床沙质输沙能力的经验图解法。它是以爱因斯坦泥沙运动理论为指导,以水槽试验及水文站实测资料为基础而建立起来的。科尔比认为床沙质输沙能力主要同流速、水深以及床沙中值粒径有关,也受水温及细颗粒泥沙含量高低的影响。他没有用公式,而用了一套工作曲线来表达这些因素同水流输沙能力的关系。床沙质单宽总输沙率的未校正值或初值 g_{T1} 同平均流速、水深以及床沙中值粒径的关系如图 3-17 所示。图中共有 24 条曲线,分别相当于水深为 0.1, 1, 10 及 100ft;床沙中值粒径为 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6 及 0.8mm 的情况。当给定水深不同于上述 4 种水深时,可按给定流速、粒径查相邻水深的两组曲线求得两个总输沙率的初值,再按对数关系内插求得给定水深下的 g_{T1} 。

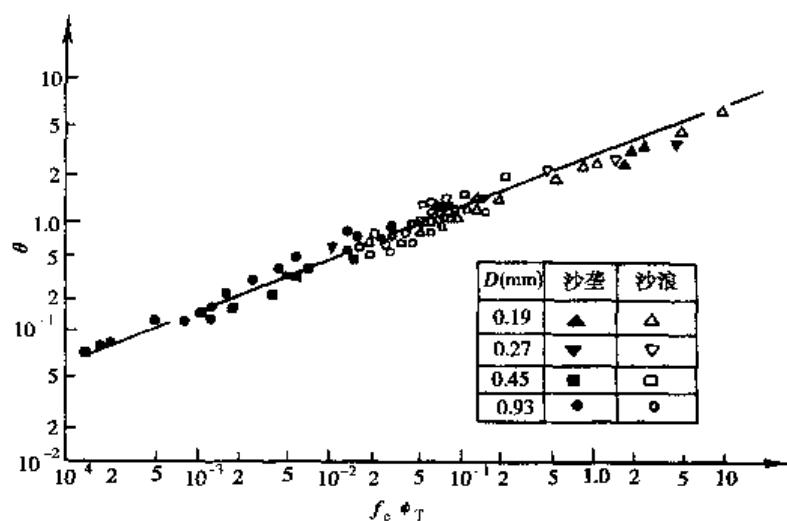


图 3-16 恩格隆—汉森公式与实测资料的对比

图 3-17 是在水温为 15.6°C、细粉沙及粘土含量可以忽略不计以及床沙中值粒径 D_{50} 为 0.2 ~ 0.3mm 的具体条件下制作的。若计算条件与此不同,应对初值 g_{T1} 加以校正。校正后的床沙质单宽总输沙率为

$$g_T = [1 + (k_1 k_2 - 1) 0.01 k_3] g_{T1} \quad (3-99)$$

式中: k_1 为温度校正系数, k_2 为水流含细颗粒泥沙后的校正系数, 可查图 3-18; k_3 为床沙中值粒径的校正系数,由图 3-19 查得。各图中单位未化成国际单位制,是为了保持其原有的精度。

现举例说明这套曲线的使用。设平均流速 $U = 6.5 \text{ ft/s}$, 水深 $h = 4.8 \text{ ft}$, $D_{50} = 0.43 \text{ mm}$, 水温 $T = 23.9^\circ\text{C}$, 细粉沙含量以重量比计为 0.033(33000ppm), 求床沙质单宽总输沙率。

解: 当 $D_{50} = 0.43 \text{ mm}$, $U = 6.5 \text{ ft/s}$, 由图 3-17 查得相应于水深为 1 及 10ft 的 g_{T1} 分别为 92 及 150 美吨/(d·ft), 按对数关系对水深内插, 得 $h = 4.8 \text{ ft}$ 时的 g_{T1} 为 129.4 美吨/(d·ft); 查图 3-

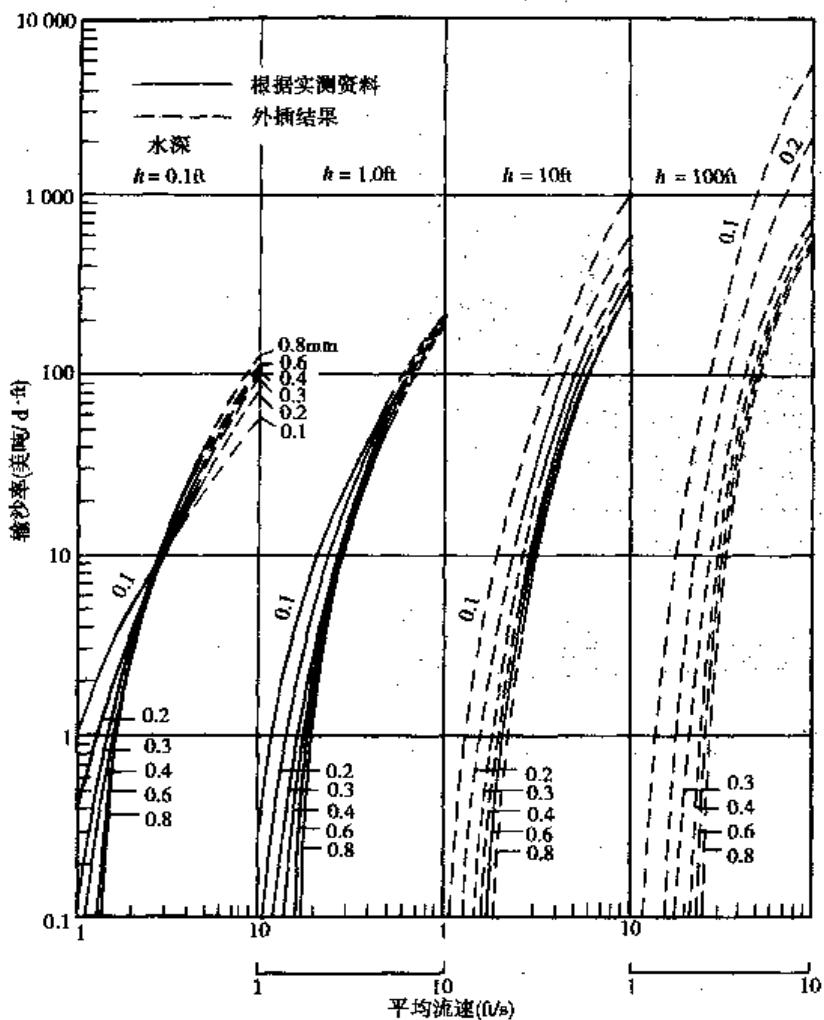


图 3-17 输沙能力与平均流速、水深及床沙中值粒径的关系(水温 15.6℃)

由图 3-18 得相应于 $T = 23.9^\circ\text{C}$ 的温度校正系数 k_1 为 0.86; 细颗粒含量为 33000ppm 时的校正系数 k_2 为 1.92; 查图 3-19 得相应于 $D_{50} = 0.43\text{mm}$ 的中值粒径校正系数 k_3 为 78。将上述数值代入式 (3-99), 得 $g_T = 195.1 \text{ 美吨}/(\text{d}\cdot\text{ft}) = 6.72\text{kg}/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。将英尺及最终结果换算成国际单位制时分别有 $1\text{ft} = 0.3048\text{m}$ 及 $1 \text{ 美吨}/(\text{d}\cdot\text{ft}) = 0.0344\text{kg}/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。

由图 3-19 可见, 科尔比方法的适用范围是床沙中值粒径为 $0.1 \sim 1.0\text{mm}$, 但由于工作曲线的限制, 该法只能用于 $D_{50} = 0.1 \sim 0.8\text{mm}$ 。

5. 对各公式可靠性的检验

目前还没有人对各家挟沙能力公式作过全面的检验和比较。图 3-20 是美国尼奥勃拉拉 (Niobrara) 河的实测床沙质总输沙率和爱因斯坦公式、恩格隆—汉森公式及科尔比方法比较的结果。这条河流的比降为 0.00129, 床沙中值粒径为 0.277mm , 测量时水深为 $20 \sim 40\text{cm}$ 。由图可知, 科尔比和恩格隆—汉森公式与实测结果都比较接近。爱因斯坦公式所给出的关系线的斜率与实测资料也比较接近, 但输沙率普遍偏小。由此可见, 限于当前理论水平, 理论公式反而不如经验公式可靠。怀特等根据 1020 组次水槽试验成果和 260 组次天然河流实测资料对恩格隆—汉森、爱因斯坦公式及拜格诺公式等进行了检验, 认为恩格隆—汉森公式的结果比爱因斯坦公式好。拜格诺公式中, 由于对悬移质输沙率部分的处理过于粗糙, 在拜格诺验证时所引

用的资料范围内,公式有一定的实用性;超过这个范围,就变得很不可靠。

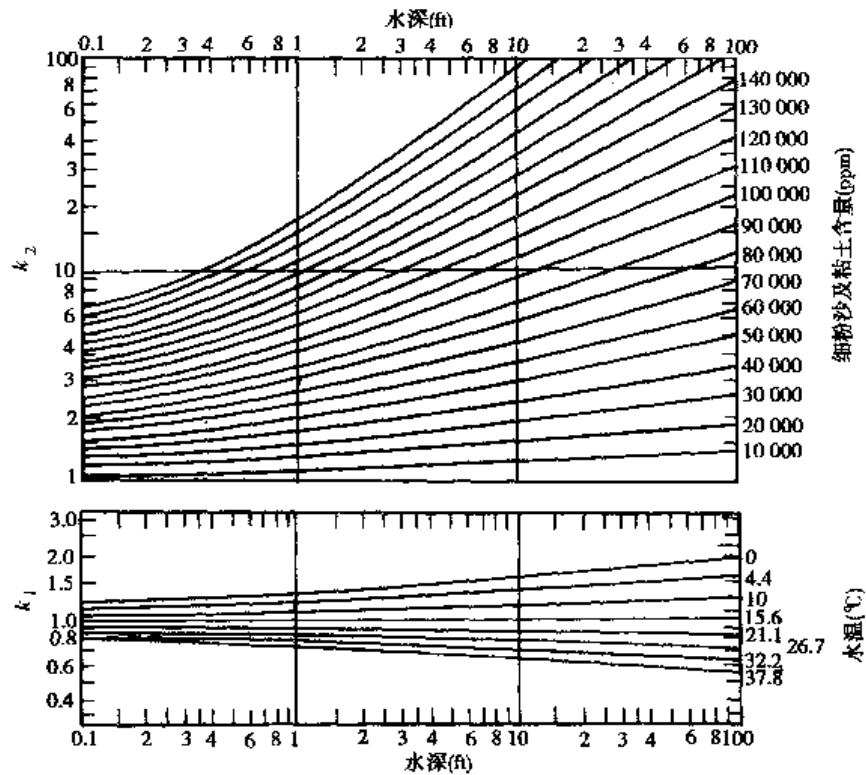


图 3-18 温度校正系数 k_1 及细粉沙、粘土含量校正系数 k_2

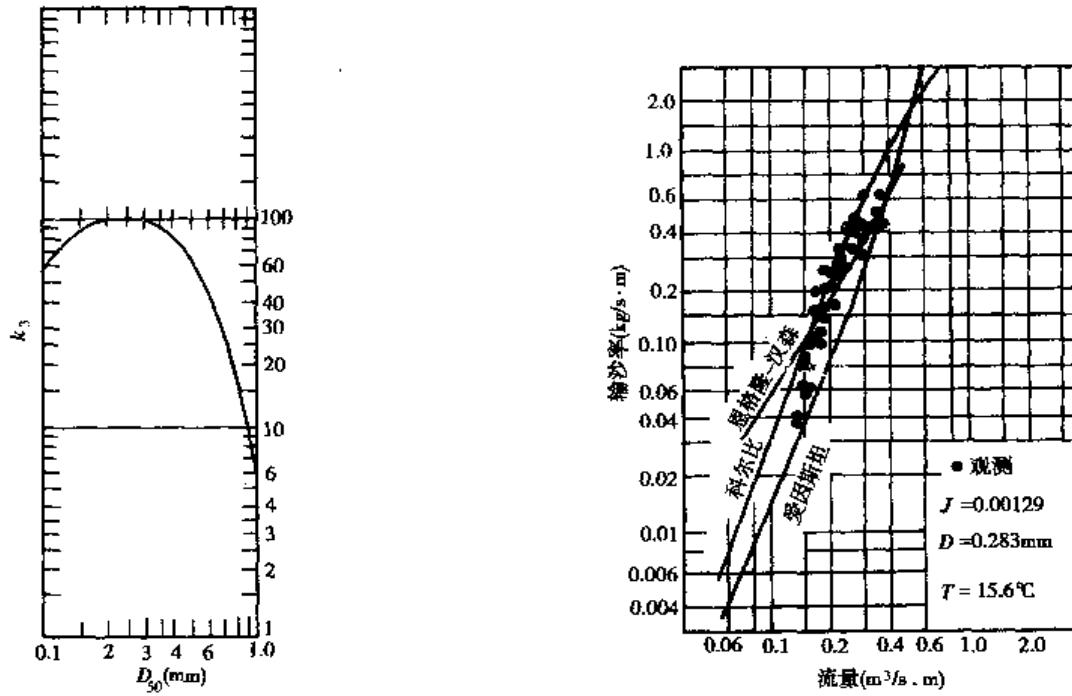


图 3-19 床沙中值粒径校正系数 k_3

图 3-20 水流挟沙能力公式与尼奥勃拉拉河实测成果对比

二、全沙总输沙率

一般情况下冲泻质几乎不参与河床演变,因此在研究河床冲淤时大多只考虑床沙质的输

沙率。然而,在考虑水库淤积等问题时,冲泻质与床沙质将同时被拦蓄在水库内,而且冲泻质在悬移质中可占很大的比重,故必须估计包括冲泻质在内的全沙总输沙率。挟沙水流中冲泻质的数量主要取决于流域上坡面冲蚀的情况,受降雨大小与强度、地表坡度、土壤组成及植被等因素的影响,情况极其复杂,目前尚难以建立全沙总输沙率的理论公式,只能根据河段邻近水文站的水文泥沙资料建立经验关系。通常认为全沙总输沙率主要与流量有关,根据大量的各流量下的全沙总输沙率的实测资料可点绘相关曲线或建立如下的经验关系:

$$G_T = KQ^\beta \quad (3-100)$$

式中: G_T 为全沙总输沙率(kg/s); Q 为流量(m^3/s); 系数 K 及指数 β 根据实测资料确定。

将流量与全沙总输沙率相关时常会遇到点据分散的问题,这一现象在泥沙粒径较细时尤为突出。这是因为冲泻质的数量主要取决于流域上供应的多少。同样的迳流,是来自地表易于侵蚀的支流或是来自地表植被茂盛的支流;是来自春季的融雪还是来自夏秋季的暴雨,所挟带的沙量自然会有很大的差异。将流量与全沙总输沙率按不同的径流来源或不同季节点绘,可能会使相关关系有所好转。

测流取沙是水文站的日常业务,在一般河流上均有各级流量下悬移质(包括了床沙质与冲泻质)的输沙率资料。利用水文站流量与输沙率关系不难估计全沙总输沙率。然而,水文站对推移质一般测得很少;悬移质取沙时,采样器必须距床面一定距离,这样就漏测了这部分近底的床沙质与冲泻质。钱宁在爱因斯坦悬移质输沙率计算方法的基础上提出了以实测结果估算全沙总输沙率的方法,现介绍如下。

水文站实测与统计悬移质输沙率的做法是:在每条垂线上取若干测点,同时施测含沙量 S 和流速 u ,再用测得的资料按下式计算每条垂线上 i 粒径级的悬移质单宽输沙率

$$g_{Si} = h \sum_{j=1}^m W_j S_{ji} u_j \quad (3-101)$$

式中: h 为垂线水深; j 为垂线上测点号数; m 为测点总数; W 为测点权重,一般取 3~5 个测点,例如三点法取 $y/h = 0.8, 0.4, 0.2$ 三个测点,其权重分别为 $\frac{1}{4}, \frac{2}{4}, \frac{1}{4}$; i 为粒径级号数; S_{ji} 为 i 粒径级在 j 测点的含沙量; u_j 为 j 测点的流速。

假定 i 粒径级全沙总输沙率的真值为 g_{Ti} 。按式(3-101),根据实测值求得的该粒径级悬移质输沙率与 g_{Ti} 的比值

$$\theta_i = \frac{h \sum_{j=1}^m W_j S_{ji} u_j}{g_{Ti}} \quad (3-102)$$

即为所求的改正系数。如果能决定 θ_i 的数值,则实测值除以 θ_i 就可求得 g_{Ti} 的真值。将各粒径级累加可得该垂线的 $g_T = \sum g_{Ti}$ 。以下的讨论均是对 i 粒径级而言的,故将下标 i 略去。

由式(3-26)、(3-53)、(3-56)及(3-91),并令 $a = 2D$,有

$$\frac{S}{S_{2D}} = \left(\frac{h - y}{y} \frac{2D}{h - 2D} \right)^2$$

$$u = 5.75 U' * \lg \left(30.2 \frac{y}{\Delta} \right)$$

$$S_{2D} = \frac{i_b g_b}{23.2 D U'}$$

$$g_{Ti} = i_b g_b (1 + PI_1 + I_2)$$

把上面四式代入式(3-102),令 $\eta_j = \gamma_j/h$, $A = 2D/h$, $P = 2.303 \lg \left(30.2 \frac{h}{\Delta} \right)$, 得

$$\theta = 0.215 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \frac{1}{1 + PI_1 + I_{2j=1}^m} \sum_{j=1}^m W_j \left(\frac{1-\eta_j}{\eta_j} \right)^z \left(P + \frac{1}{0.434} \lg \eta_j \right) \quad (3-103)$$

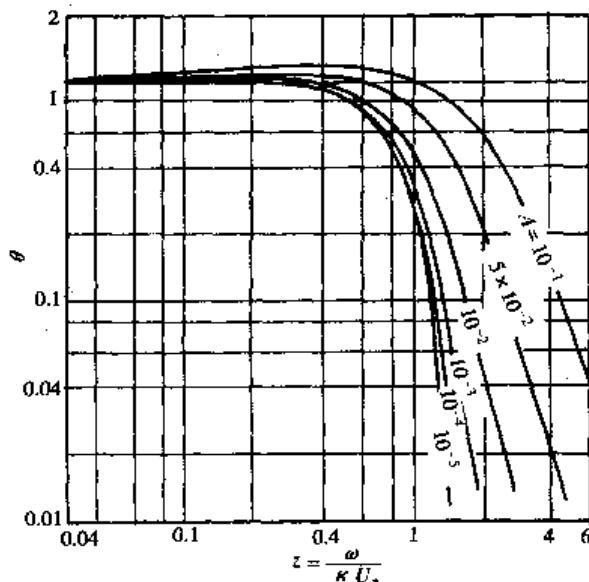


图 3-21 悬移质测量三点法校正系数 θ

中在床面附近运动, 测点上取得的沙样只占极小的部分, 输沙率难以测准, 以很小的 θ 推求 g_{Ti} 会带来很大的误差。此时必须进行推移质的测验。

思 考 题

- 为什么要将运动泥沙分为床沙质与冲泻质? 它们各有什么特点? 同一河段的洪水与枯水期, 床沙质与冲泻质的分界粒径是否相同, 为什么?
- 悬移质与推移质在运动方式、能量来源及受力特点方面有什么不同?
- 用扩散理论研究含沙量沿垂线分布的出发点是什么? 作了哪些假定? 得到什么结果? 适用于什么条件? 还存在什么问题? 可怎样改进?
- 根据悬浮指标 $z = \frac{\omega}{\kappa U_*}$ 的物理意义说明其数值大小对含沙量沿垂线分布的影响。
- 重力理论与扩散理论有何不同? 重力理论有哪些可取之处与存在的问题?
- 什么是临底含沙量? 它对于研究含沙量沿垂线分布及悬移质输沙率有什么作用? 可怎样确定?
- 什么叫悬移质输沙率? 它同临界含沙量有什么关系? 什么叫水流输沙能力? 为什么在研究这些问题时常将冲泻质排除在外?
- 影响临界含沙量的因素有哪些, 如何以无因次数来表达? 该无因次数有什么物理意义?
- U'_L 和 R'_L 是什么? 为什么爱因斯坦常用它们来研究输沙问题?
- 为什么要研究含沙量沿程变化? 较粗与较细泥沙的含沙量沿程变化有何不同? 为什么?
- 使用经验公式要注意什么问题?

第四章 异重流

异重流是挟沙水流的一种特殊运动形式,它通常出现在水库、盲肠河段、挖入式河港和船闸引航道等处,对这些地方的泥沙运动与河床演变有重要的影响。

异重流的发现由来已久,但它真正为人们所注意却只是 20 世纪 30 年代以后的事。由于问题复杂,对它的研究还不充分。目前大多数研究工作是针对水库异重流的,对河渠异重流的研究还很不够。

本章主要介绍异重流的一般概念、异重流的基本方程和河渠异重流。至于水库异重流的内容,因篇幅限制将不涉及,如需了解,请参阅有关专著。

第一节 异重流的一般概念

一、异重流的成因

异重流是指两种密度相差不大、可以相混的流体,在条件适宜时因密度差异而产生的相对运动;在运动过程中,各层流体能基本保持其原来的面貌,不因交界面上存在的紊动掺混作用而发生全局性的混合现象。

异重流是自然界中常见一种现象。如浑水流人水库后潜入库底、不与清水相混,大气中云雾的运行,以及冷空气在暖空气下层运动形成冷空气气流等都是异重流的例子。

河流中的异重流多数是由于温度、含盐量或含沙量的不同而引起,并在生产上带来各种问题。温差异重流常见于热电站冷却水引水口,由于热水在冷水面上扩散而可能被再次抽入冷却系统,从而降低发电机的冷却效率。盐水异重流常见于径流较强、潮汐势力较弱的河口。在河流入海处,如果河流的含沙量不是很大,其密度小于含盐的海水,则河水将呈扇形扩散于海面而不与海水相混;同时,海水也可沿河底上溯相当远的距离,形成盐水楔,对城市给水、农田灌溉和河口区的河床淤积带来不可忽视的影响。浑水异重流常见于水库,如图 4-1 所示。水库的水经过沉淀,密度接近清水。当挟沙水流进入水库壅水段,由于水深增加、流速降低,水流中的泥沙不断向底部集中。其中较粗的一部分将就地淤积而形成三角洲淤积;较细的一部分由于沉速较小,还能继续随水流前进并保持悬浮状态。这部分浑水水流的密度比清水要大,在条件合适时,可能在水库的一定位置潜入库底,以异重流的方式向前运动。如果源源不断的挟沙水流携带的大部分是细沙并达到一定的含沙量,而且库底有足够的底坡,该异重流将一直达到坝前。由于异重流在运动过程中将带动一部分交界面上的清水相随同行,出于水量平衡的要求,清水区其余部分会出现倒流,这样的倒流将推动水面的树枝落叶等大量漂浮物集中到潜入点附近,有时甚至使漂浮物遍及两岸,妨碍船只航行。

就异重流的位置而言,可以有三种情况:一种是较重的流体在较轻的流体下面运动,称为下异重流,浑水异重流和盐水异重流就是下异重流;另一种是较轻的流体在较重的流体上面运动,称为上异重流。温差异重流就是这方面的例子;再一种是在较重与较轻的流体间存在第三

种流体的运动，称为中异重流，如天空中云层的运动。

这里我们只研究因含沙量不同而引起的异重流，即浑水异重流，而且主要介绍河渠中的异重流。它们一般都是下异重流。

清浑水密度的差异是产生浑水异重流的根本原因。设想有一垂直隔板将静水分成两部分，一侧为清水，另一侧为浑水。由于两者密度不同，对隔板而言，任一点上所受的压力不等，浑水侧的压力大于清水侧的压力，水深愈大，愈是接近底部，压力差也愈大。若隔板绝对光滑，并垂直向上将其缓缓提出水面，浑水将从底部潜入清水。这就是产生浑水异重流的物理实质。

浑水异重流对包括航运在内的水利建设的影响是多方面的。首先是对水库淤积的影响。当浑水进入水库时，粗颗粒泥沙淤积在库首，形成水下三角洲。而异重流却将细颗粒泥沙一直带到坝前，充填在死库容中，并逐渐淤高，蚕食有效库容，缩短水库寿命，还增加了作用于拦河坝上的压力。由于异重流淤积体的孔隙率特别大，所以它比同样重量的一般泥沙淤积的体积大3~5倍，对水库库容尤为不利。但是，如果能够预测异重流何时潜入水库，又经历多久抵达坝前，就可以及时打开预设的底部闸门，把异重流排走。这是多沙河流水库减少淤积的重要措施。例如官厅水库异重流排沙的效率是入库沙量的1/3；对有些底坡大的中小水库，其排沙效率可达2/3。其次是对航运的影响。在挟沙的通航河流上，由于兴建挖入式港池或船闸，港池或船闸引航道仅有一端与河水相通，形成静水区，水体清澈。此时主流中的浑水就可能以异重流的形式持续潜入港池或引航道内，造成严重淤积。例如长江中游青山港开挖后普遍发生淤积，河床逐年抬高，4年间累积淤积量达74万m³，口门附近淤积厚度高达10m，中枯水期不能通航。后来虽每年疏浚，但由于回淤快，每年枯水期仍有3~4个月断航。又如长江葛洲坝枢纽引航道中，异重流淤积占了全部淤积量的绝大部分，由于事先估计到了这方面的问题，建设了冲沙闸并拟定了妥善的冲沙方案，才保证了船只的正常航行。

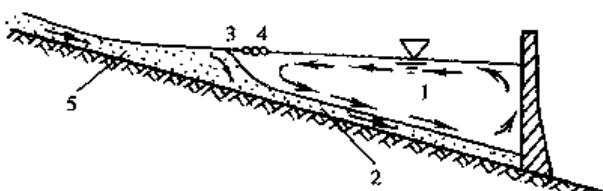


图4-1 水库中的异重流

二、异重流的特性

与一般水流相比，浑水异重流的一个最主要的特性是重力作用显著减小。

若令 S 为浑水的含沙量，并注意到 $S = \rho_s S_v$ ，则浑水的密度为：

$$\rho' = \rho(1 - S_v) + \rho_s S_v = \rho + (\rho_s - \rho) S_v = \rho + \left(1 - \frac{\rho}{\rho_s}\right) S \quad (4-1)$$

式中， ρ 、 ρ' 、 ρ_s 分别为清水、浑水及泥沙的密度； S_v 为浑水的体积比含沙量。由上式可见，含沙量的较大变化只能引起浑水密度较小的变化。例如当 S 从 1kg/m^3 增至 100kg/m^3 ，即增加到100倍的时候， ρ' 将从 1000.622 kg/m^3 增至 1062.2 kg/m^3 ，只增加6.2%。长江年平均含沙量仅 1 kg/m^3 左右，沿江的挖入式港池也可能形成异重流。由此可见，异重流浑水与清水的密度差一般都非常小，就惯性作用而言，密度可以看成没有改变；但另一方面，较重的浑水在清水下面运动时，下面的浑水被清水所包围并受到清水浮力的作用，密度差既然很小，浮力作用就显得特别大，以致浑水受到的有效重力将显著降低。

单位体积浑水的水下重量可表示为

$$\Delta\gamma = \gamma' - \gamma \quad (4-2)$$

或

$$\Delta\gamma = (\rho' - \rho)g \quad (4-3)$$

其中, γ 及 γ' 分别为清水与浑水的容重, g 为重力加速度。

若令 g' 为有效重力加速度, 则单位体积浑水的水下重量还可表示为

$$\Delta\gamma = \rho'g' \quad (4-4)$$

由式(4-3)及(4-4)得

$$\begin{aligned} \rho'g' &= (\rho' - \rho)g \\ g' &= \frac{\rho' - \rho}{\rho'}g = \frac{\Delta\rho}{\rho'}g = \frac{\Delta\gamma}{\gamma'}g = \eta g \end{aligned} \quad (4-5)$$

式中, η 称重力修正系数, 为 $\Delta\rho/\rho'$ 或 $\Delta\gamma/\gamma'$ 。它是异重流区别于一般水流的一个很重要的系数。 η 显然是一个很小的数, 其数量级通常为 $10^{-2} \sim 10^{-3}$ 。所以, g' 比 g 小得多, 说明重力对异重流的作用显著减小。

决定异重流运动的力与明渠水流一样, 主要也是重力、阻力与惯性力。因此, 异重流的运动规律与一般明渠流有类似的地方, 许多说明明渠水流运动的公式也可以在异重流中应用。只是由于异重流重力作用的显著降低, 在公式中要相应地用 g' 代替 g 。例如, 在异重流运动中, 弗劳德数同样是一个重要的水流参数, 只不过具有如下形式:

$$Fr = \frac{U'}{\sqrt{g'h'}} = \frac{U'}{\sqrt{\eta gh'}} \quad (4-6)$$

其中, U' 及 h' 分别为异重流的运动速度和厚度。

由于重力作用显著减弱, 惯性力的作用便相对显得十分突出。弗劳德数代表惯性力与重力的对比关系, 由式(4-6)可见, 与同样水深、

流速的明渠水流弗劳德数 $Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}}$ 相比, 异

重流的弗劳德数是明渠水流的 $\frac{1}{\sqrt{\eta}}$ (约 $10 \sim 30$) 倍。

这种显著减小的重力作用与相对突出的惯性力作用, 使异重流能够轻易地爬高并超越障碍物, 这在一般水流中是很少见到的, 见图 4-2。

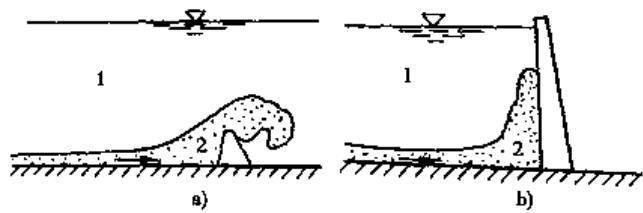


图 4-2 异重流超越障碍物及爬高
a)超越障碍物; b)爬高
1-清水; 2-异重流

由于重力作用的减弱, 使得阻力作用相对地也显得十分突出。水力学中的均匀流流速公式实际上反映了重力作用与阻力作用的对比关系。对均匀异重流来说, 有:

$$U' = \sqrt{\frac{8}{f'}} \sqrt{g'R'J_0} = \sqrt{\frac{8}{f'}} \sqrt{\eta gR'J_0} \quad (4-7)$$

式中, f' 、 R' 、 J_0 分别为异重流的阻力系数、水力半径及底坡。

由式(4-7)可见, 与相同阻力系数、水力半径及底坡的一般水流比较, 异重流的流速是一般水流流速 $U = \sqrt{\frac{8}{f}} \sqrt{gR'J_0}$ 的 $\sqrt{\eta}$ (约 $\frac{1}{30} \sim \frac{1}{10}$) 倍。也即异重流流速比一般水流流速要小得多, 这就反映了阻力作用的相对增强。正是由于这个原因, 异重流要维持长距离的运动, 必须要有较大的能坡, 或者清浑水交界面在沿水流方向必须有足够的坡度。

第二节 异重流的基本方程

一、异重流连续方程

异重流连续方程与一般流体运动的连续方程相同。对二元非恒定异重流，有

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho' h') + \frac{\partial}{\partial x}(\rho' q') = 0 \quad (4-8)$$

或 $h' \frac{\partial \rho'}{\partial t} + \rho' \frac{\partial h'}{\partial t} + q' \frac{\partial \rho'}{\partial x} + \rho' \frac{\partial q'}{\partial x} = 0 \quad (4-9)$

其中， q' 为异重流的单宽流量。

对二元恒定异重流，有 $\frac{\partial \rho'}{\partial t} = 0, \frac{\partial h'}{\partial t} = 0$ ，得

$$q' \frac{\partial \rho'}{\partial x} + \rho' \frac{\partial q'}{\partial x} = 0 \quad (4-10)$$

如异重流的密度 ρ' 沿程不变，则有：

$$\frac{\partial q'}{\partial x} = 0 \quad (4-11)$$

或

$$q' = h' U' = \text{常数} \quad (4-12)$$

即异重流单宽流量沿程不变。实际上，异重流在运动过程中，挟带的泥沙会不断沉淀，密度不断变小，严格地讲，式(4-12)一般是不易满足的。不过，通过对式(4-1)的讨论可知，含沙量的较大变化只引起异重流密度的微小变化，因此式(4-12)一般还是适用的。

二、异重流运动方程

为简单计，只讨论二元恒定异重流运动，如图 4-3 示。假定异重流上面的清水处于静止状态，水面近似水平，则可写出如下的能量方程：

$$\gamma' H' = \gamma' \left(z_0 + h' + \frac{\alpha U'^2}{2g} \right) + \gamma h \quad (4-13)$$

其中， h 为上层清水的深度； z_0 为床面离基准面的高度； α 为动能修正系数； H' 是异重流的总水头。

将式(4-13)遍除以 γ' 并沿流向求导，得

$$\frac{dH'}{dx} = \frac{dz_0}{dx} + \frac{dh'}{dx} + \frac{\alpha U' dU'}{g dx} + \frac{\gamma dh}{\gamma' dx} \quad (4-14)$$

由二元恒定异重流的连续方程知，单宽流量近似为一常数，见式(4-12)。将该式对 x 求导，得

$$\frac{dq'}{dx} = h' \frac{dU'}{dx} + U' \frac{dh'}{dx} = 0$$

即

$$\frac{dU'}{dx} \approx - \frac{U'}{h'} \frac{dh'}{dx} \quad (4-15)$$

因清水水面近似水平，所以水面离基准面的高度为一常数，即

$$h + h' + z_0 = \text{常数}$$

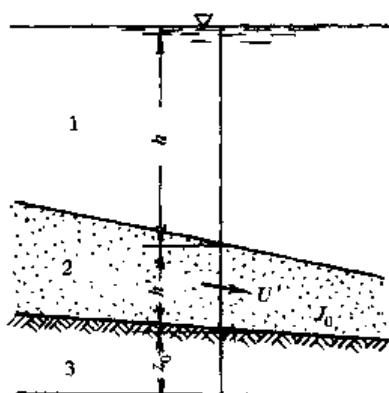


图 4-3 二元非均匀异重流的纵剖面
1-清水；2-异重流；3-基准面

将上式沿流向求导,得

$$\frac{dh}{dx} + \frac{dh'}{dx} + \frac{dz_0}{dx} = 0$$

即

$$\frac{dh}{dx} = -\frac{dh'}{dx} - \frac{dz_0}{dx} \quad (4-16)$$

若以 J'_e 和 J_0 分别表示异重流的能坡和床面底坡,则有

$$J'_e = -\frac{dH'}{dx} \quad (4-17)$$

$$J_0 = -\frac{dz_0}{dx} \quad (4-18)$$

将式(4-15)至(4-18)代入式(4-14),得

$$-J'_e = -J_0 + \frac{dh'}{dx} + \frac{\alpha U'}{g} \left(-\frac{U'}{h'} \frac{dh'}{dx} \right) + \frac{\gamma}{\gamma'} \left(J_0 - \frac{dh'}{dx} \right)$$

整理上式,并以重力修正系数 η 代替 $\frac{\gamma' - \gamma}{\gamma'}$,得

$$\frac{dh'}{dx} = \frac{J_0 - \frac{1}{\eta} J'_e}{1 - \frac{\alpha U'^2}{\eta g h'}} \quad (4-19)$$

一般情况下, $\alpha \approx 1$, 引入异重流弗劳德数的表达式(4-6),得

$$\frac{dh'}{dx} = \frac{J_0 - \frac{1}{\eta} J'_e}{1 - F^2 r} \quad (4-20a)$$

可仿照水力学中的达西—韦斯巴赫公式对异重流写出:

$$U' = \sqrt{\frac{8}{f'}} \sqrt{gh' J'_e} \quad (4-21)$$

由此得

$$J'_e = \frac{f'}{8} \frac{U'^2}{gh'} \quad (4-22)$$

上两式中, f' 为异重流的阻力系数, 代表着异重流上层的清水及底部的床面对异重流综合的阻力作用。将式(4-22)代入式(4-20a), 得

$$\frac{dh'}{dx} = \frac{J_0 - \frac{f'}{8} \frac{U'^2}{\eta g h'}}{1 - \frac{U'^2}{\eta g h'}} \quad (4-20b)$$

式(4-20a)及(4-20b)即为二元恒定非均匀异重流的运动方程。一般二元恒定非均匀明渠流的运动方程是:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_0 - J_e}{1 - F^2 r} \quad (4-23a)$$

或

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_0 - \frac{f}{8} \frac{U^2}{gh}}{1 - \frac{U^2}{gh}} \quad (4-23b)$$

将式(4-20)与(4-23)中的两式分别比较, 可见二者非常相似, 不同之点是在明渠流公式中出现 g 的地方在异重流中要用 g' 来代替, 或者用 η 来修正。

对于均匀异重流, 其厚度沿程不变, 即

$$\frac{dh'}{dx} = 0$$

代入式(4-20a),得

$$J_0 = \frac{1}{\eta} J'_e \quad (4-24)$$

其中, η 为重力修正系数, 其数量级为 $10^{-2} \sim 10^{-3}$ 。上式说明, 均匀异重流的底坡不等于能坡, 而是其能坡的成百上千倍。这是因为异重流中, 重力作用大为减弱, 需要较大底坡才能克服相对增大的阻力, 才能维持均匀流动的缘故。将式(4-24)代入式(4-21), 可得

$$U' = \sqrt{\frac{8}{f'}} \sqrt{\eta g h' J_0} \quad (4-25)$$

显然式(4-25)与(4-7)是一致的。它与一般的均匀流流速公式相似, 只是公式中多了一个重力修正系数 η 。

异重流与一般水流一样, 也有层流与紊流两种流态, 可用雷诺数来判别。异重流雷诺数为 $Re' = \frac{U' h'}{\nu'}$ 。其中 ν' 为异重流的运动粘性系数。

试验结果指出, 在紊流范围内, 异重流的阻力系数 f' 与雷诺数无关。水利水电科学研究院在砖砌水槽中测得 f' 约为 0.025。

第三节 河渠异重流

凡是一端与河道连通, 而另一端封闭的河段, 可称为“盲肠”河段, 例如挖入式港池及其进港航道, 以及船闸的上游或下游引航道等都是这方面的例子。它们的平面形态可简单地表示为图 4-4。

表面看来, 盲肠河段内似乎是静水一片, 泥沙无法进入。然而, 实际上河流中的浑水在一定条件下会在口门处潜入盲肠河段, 在清水下面形成异重流, 造成泥沙淤积。例如我国黄河下游和一些引水闸, 在闸门关闭后, 引水渠在短时间内就可能完全被淤死。青山港是武汉下游窄长的挖入式港池, 只有一端与长江相连, 设计时预计年淤积量为 0.77 万 m³。由于未考虑可能发生的异重流淤积, 开挖后最初几年实际年平均淤积量竟达 18.5 万 m³, 比当初估计的多了 20 余倍, 以至必须年年疏浚才能勉强维持通航, 对该地区的工业生产造成很大影响。

形成河渠异重流的根本原因仍在于两种水体有密度差。盲肠河段内的水体基本上处于静止状态, 经过沉淀, 含沙很少, 其密度接近清水。此时, 若与之相连的河水具有一定的含沙量, 则由于两部分水体在密度上的差异, 在界面上将形成压力差。口门处含沙量越大, 水越深, 越接近底部, 压力差就越大, 外部含沙量高的河水就可能沿底部潜入盲肠河段内, 形成异重流。由于异重流流速较小, 挟沙能力下降, 泥沙便逐渐淤积, 较粗的泥沙首先沉淀。较细的泥沙将沿程淤积在盲肠河段内部。通过淤积而逐渐变清的潜流到达闸门后, 转而上升, 由水量平衡的要求, 上升水流到水面成为面流, 以相反方向流向口门。这样便在盲肠河段中形成一个流速不大的纵向环流, 使浑水源源不断地挟带泥沙沿渠底潜入, 沿程淤积, 而清水源源不断地沿水面流出。如此循环往复不已的输沙造成了盲肠河段的严重淤积。这种淤积若发生在挖

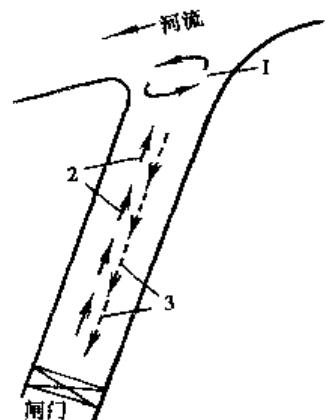


图 4-4 河渠中的异重流
1-回流; 2-表层水流; 3-底层水流

入式港池及引航道内，则会使港区及航道水深不足。因此在挖入式河港及盲肠式引航道的规划设计中，必须考虑可能产生的异重流淤积的问题。

不言而喻，当浑水潜入盲肠河段时，挟带的泥沙将首先在口门附近落淤。因此口门附近的淤积量最大，距口门愈远，淤积量就愈小。这种淤积规律使淤积体的临河外坡较陡，具有拦门坎的形式。实际观测表明，异重流淤积物的粒径很细，一般都小于0.025mm，且自口门向内沿程递减。

河渠异重流同口门处回流有密切的关系。在盲肠河段口门处，由于流动河水的切力作用，使交汇处的水体不断回转，必然形成一个立轴漩涡，即回流。随水位升高，河道流速增大，回流范围逐渐扩大，直到占据整个口门。回流区把主流与盲肠河段静水区隔离开来。由于主流含沙量较大，回流区含沙量较小，在交界面法线方向存在含沙量梯度。通过水流的紊动扩散作用，泥沙将不断从主流区穿越交界面进入回流区，其中较粗的部分在随回流旋转过程中很快沉淀下来，逐渐形成回流淤积。回流区浑水的密度比盲肠河段内部清水的密度大，其底部的浑水将挟带其余较细的泥沙以异重流的形式潜入盲肠河段内部，沿程不断落淤。回流区的淤积物较粗，但其淤积量一般较异重流小，实际观测表明，它仅占淤积总量的1/6~1/4。但是回流区的淤积十分集中，淤积厚度也较大，且正在口门处，对航行十分不利。因此，回流区的存在，不但起着拦截粗颗粒泥沙的作用，而且也会影响异重流的输沙量。图4-5是某挖入式港池的淤积厚度等值线。由图可见，在回流与异重流淤积作用下，口门处有拦门坎淤积体，其外坡较陡。淤积厚度自口门向内逐渐减小。

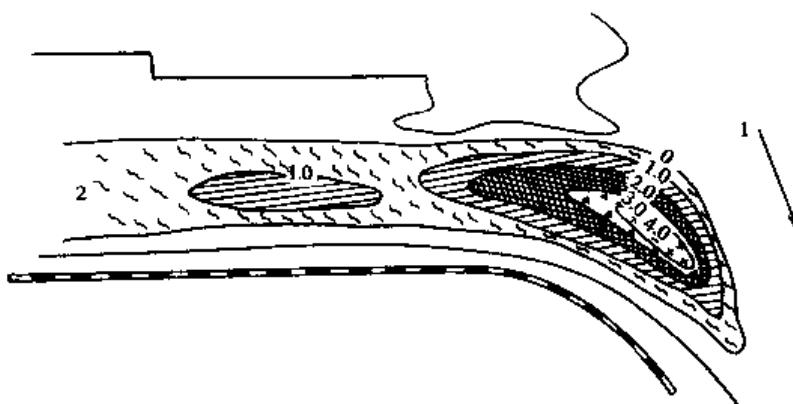


图4-5 某港淤积厚度等值线

1-河流；2-港池

关于河渠异重流产生的条件，目前研究还不多。根据一些实测与水槽试验资料，认为异重流发生的条件为

$$\frac{U_0}{\sqrt{\frac{\Delta \rho}{\rho'} g H}} \leq 0.65 \quad (4-26)$$

式中： U_0 、 H 分别为盲肠河段的流速与水深； ρ' 为河水的密度； $\Delta \rho$ 为盲肠河段内外的密度差； g 为重力加速度。由上式可知，盲肠河段在流速较小、水深较大或内外水体密度差较大的条件下，都易于产生异重流；反之，则不易产生异重流。

当河渠异重流形成以后，单位时间内由异重流带入盲肠河段的沙量可用下式计算：

$$G'_s = b h' U' S' \quad (4-27)$$

式中， b 为异重流潜入断面的宽度； h' 、 U' 、 S' 分别为潜入断面附近异重流的厚度、运动速度及

含沙量,见图 4-6。

异重流潜入的平均厚度大体上与潜入断面的水深 H 成正比,可以用下式表示:

$$h' = K_1 H \quad (4-28)$$

式中,系数 K_1 根据实验结果为 $0.54 \sim 0.63$;根据青山港现场实测资料为 0.68 ;根据葛洲坝三江引航道 2600m 盲肠河段的实测资料为 $0.5 \sim 0.52$ 。

异重流的运动速度可通过对断面 I、II 写能量方程估算,见图 4-6。若盲肠河段底坡水平,异重流开始潜入时其上的清水部分为静水,于是有:

$$\gamma' H = \gamma(H - h') + \gamma' h' + \gamma' \frac{U'^2}{2g} + \gamma' \xi \frac{U'^2}{2g}$$

其中, H 是盲肠河段进口处水深; ξ 是断面 I、II 间的局部损失系数。不计断面 I 的流速是因为 H 比 h' 大,与断面 II 相比,其流速水头可忽略的缘故。于是得:

$$U' = \sqrt{\frac{2(1-K_1)}{1+\xi} \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma'}\right) g (H - h')}$$

将式(4-28)代入上式,化简后得

$$U' = K_2 \sqrt{\eta g H} \quad (4-29)$$

式中: $K_2 = \sqrt{\frac{2(1-K_1)}{1+\xi}}$, $\eta = 1 - \frac{\gamma}{\gamma'}$ 。根据水槽试验结果,综合系数 $K_2 = 0.46$;由青山港观测资料 $K_2 = 0.415$;根据葛洲坝三江的资料, $K_2 = 0.405$ 。

假定异重流含沙量 S' 与主流含沙量 S 之间存在线性关系:

$$S' = K_3 S \quad (4-30)$$

将以上诸式代入式(4-27)即可导得异重流输沙率 G'_s 的表达式。考虑到两种流体间密度的差异是产生异重流的原动力,故可在 U' 与 S' 间建立联系,使 G'_s 的表达式更为简洁。参照式(4-1),异重流的密度为:

$$\rho' = \rho + \left(1 - \frac{\rho_s}{\rho_s}\right) S'$$

上式可变换为

$$\frac{\rho' - \rho}{\rho'} = \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{S'}{\rho'}$$

等号左端即为重力修正系数 η 。

在含沙量 S' 不太大时, $\rho \approx \rho'$, 即

$$\frac{S'}{\rho'} = \frac{S'}{\rho}$$

于是

$$\eta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{S'}{\rho}$$

代入式(4-29),得:

$$U' = K_2 \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{S'}{\rho} g H} \quad (4-31)$$

将式(4-28)、(4-30)、(4-31)代入式(4-27),得:

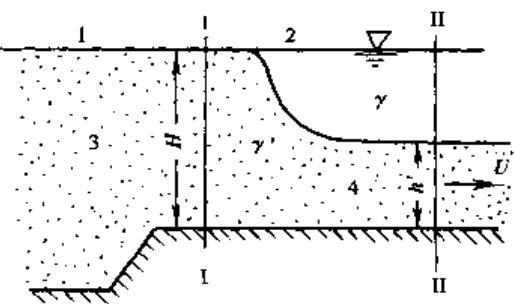


图 4-6 异重流潜入点附近纵剖面图

1-河道;2-盲肠河段;3-挟沙明流;4-异重流

$$G'_s = \phi b H^{3/2} S^{3/2} \quad (4-32)$$

其中, $\phi = K_1 K_2 K_3^{3/2} \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s \rho}} g$ 。

由于 K_1, K_2, K_3 值不易确定, 在实际工作中可以根据实测异重流淤积量反求 ϕ 值。由葛洲坝三江实测及模型试验资料, $\phi = 0.014$; 由青山港的实测资料, $\phi = 0.0191$ 。

单位时间内回流区的淤积量可由下式估算:

$$G''_s = \phi L h U S \quad (4-33)$$

式中: L 、 h 分别为主流与回流区交界面的长度与平均水深; U 为主流区纵向平均流速; S 为口门外主流的平均含沙量; ϕ 为一综合系数, 同交界面的阻力系数、盲肠河段与主流的交角、含沙量的横向梯度以及主流浑水中较粗颗粒的含量等因素有关。对于具体的盲肠河段, ϕ 可粗略地取为定值, 根据实测回流淤积量反求。由长江某盲肠河段的实测资料, $\phi = 0.0036 \sim 0.0039$, 平均取 0.0037。

为防止和减少异重流及回流对盲肠式引航道和挖入式河港造成的淤积, 可采取各种措施。首先是合理进行平面规划和选择主要尺度。在布置水利枢纽时, 应尽量把船闸与引航道放在靠近具有稳定深槽的河岸的一侧, 并避开凸岸, 避开洪水时大范围的回流区及缓流区。挖入式港池口门的布置除考虑航道及船舶进出港的航行条件外, 应注意河床演变与泥沙运动的影响。例如在顺直微弯河段, 应分析边滩移动规律, 防止边滩下移将主流挑离进口, 甚至阻塞口门; 在分汊河段, 应分析各汊发展规律, 避免把港池布置在衰亡汊道上; 在弯曲河段, 港池进口应布置在凹岸顶点下游的贴流区; 进口还应避免选在矶头、凸嘴或凸出岸线的建筑物附近以及支流入汇处的下侧, 这些地方往往处于回流或缓流区, 泥沙易于淤积。港池口门通常有集中的回流淤积, 直接影响船只进出。为减少淤积, 港池口门出口方向一般指向下游, 但口门轴线与主流交角的大小对回流范围与强度有较大影响。某港的模型试验表明, 60° 的交角比 45° 时回流淤积量增大了一倍多。因此, 减小交角可以减少回流淤积。但从航行考虑, 交角不宜小于 30° , 否则船舶进出不便。由式(4-32)及(4-33)可知, 异重流及回流输沙率与口门宽度及水深有关。减少口门宽度直接减小了回流分离面长度, 同时也可减少异重流流量, 故在满足航运要求的前提下, 应尽量缩小口门宽度。这些可通过采用直立式岸壁或单航道等来达到。此外, 采用窄口门, 口门以内再适当扩大宽度的平面布置将有助于异重流流速的衰减, 缩短异重流的运移距离, 同时也可增大口门处出流流速, 对异重流的潜入及回流起一定的抑制作用。异重流输沙率与水深的 $3/2$ 次幂成正比, 某港的模型试验表明, $14m$ 的口门水深比 $11.6m$ 时淤积量增大了 70%。因此设计时应避免不必要地加大口门的水深。另外, 根据对长江中游盲肠河段的观测, 在近口门 $600m$ 的范围内, 异重流淤积较为严重。因此布置码头时, 深水泊位应尽量避开这一区域, 这些地方可安排吃水较浅的工作船码头等, 以充分利用岸线。

采取适当的工程措施也可以防止或减少异重流与回流的淤积。异重流流速很小, 很易受到干扰。小股从盲肠河段内流向口门的水流就能有效地削弱异重流。例如青山港的模型试验表明, 只要有 $5m^3/s$ 的水量外泄, 港池淤积量就将比无水量外泄时减少 $5/6$ 。长期有意识地维持这样的小股外泄水流将显著减少异重流的淤积。在口门挡住异重流也是有效的减淤办法。青山港曾在口门处设置防淤帘。它是轻型聚氯乙烯帷帘, 平时帘顶置于水面, 过船时将防淤帘降低。据统计, 设帘后港池内的淤积量减少了 70%, 取得了较好的效果, 但操作比较麻烦。也有人提出了水力门帘的设想: 在盲肠河段的口门, 底部敷设水管, 从水管顶部一系列开口处喷出高压水柱以阻挡异重流并削弱回流, 从而减少淤积。该设想还有待进一步研究和完善。在

挟沙河流上的盲肠河段与挖入式港池，一般总有淤积，疏浚必不可少。合理安排疏浚时间及顺序对减少淤积也有重要作用。港池及引航道碍航出现在中水后期及枯水期，而淤积主要发生在中、洪水期，若过早疏浚可能造成新的淤积。因此，疏浚最好安排在退水期水深接近碍航时进行。控制口门水深是控制浑水潜入的关键之一。故疏浚时应先挖港内，后挖口门。还有，在有条件时也可采用冲沙措施等来减少淤积。

思 考 题

1. 什么是异重流？异重流对航运有何影响？
2. 异重流的主要特点是什么？异重流运动有哪些特性？为什么？
3. 试述盲肠河段异重流的成因与运动形态。在什么情况下要考虑河渠可能产生异重流？
4. 试述盲肠河段淤积的原因、特点及其影响因素。
5. 可采取哪些措施来防止或减少挖入式河港与盲肠式引航道的淤积？

第五章 河床演变

河床演变是指河床在自然条件下或受人工建筑物影响而发生的变化。这种变化是水流、泥沙与河床相互作用的反映。河流存在两个反馈系统：水流挟带泥沙，泥沙的存在又影响水流结构；水流作用于河床，使河床发生变化，河床形态反过来又影响流速分布。它们相互依存，相互影响，又相互制约。水流与河床的相互作用是通过河流中泥沙的冲刷、搬运和堆积而实现的，泥沙在其中起着纽带作用。当流速增加，组成河床的泥沙遭到冲刷，使河床降低或拓宽；当流速减小，水中挟带的泥沙沉积于河床上，使河床抬高或束窄，河床就会发生相应的变化。

前几章介绍的泥沙特性及泥沙运动从微观角度研究了泥沙的冲刷和淤积过程。本章介绍河床演变，则是在了解水流和泥沙运动特性的基础上，从宏观角度研究河床的变化规律，加深对河流系统的认识，为河流的开发利用提供理论基础。

第一节 河床演变的基本概念

一、河床演变特征

自然条件下，河床总是处在不断的变化过程中，如河湾的发展、汊道的兴衰、浅滩的移动等。当在河流上修建水工建筑物以后，河床的冲淤变化将受到影响，如水库的修建将引起库区泥沙淤积和下游河道的冲刷，裁弯取直将引起上下游河势⁽¹⁾的变化等。

河床演变的特征表现在两个方面：

1.一定的河床形态和河床组成，必然有一定的与之相适应的水流结构和水流条件

(1) 当水流的流体动力条件不变时，河床将保持适应水流条件的状态，河床形态相对稳定。

(2) 当水流的流体动力条件发生较小的变化，但基本与河床形态相适应，则河床床面结构将有所改变，但其总体形态并不发生变化。

(3) 当流体动力条件发生大的变化时，原有稳定的河床结构不仅发生变化，而且河床形态从一种类型变为另一种类型。

2.一定的河床形态与河床组成，必然有一定的与之相适应的输沙率

(1) 水流挟带泥沙，水流与河床的相互作用是通过泥沙交换来进行的。

(2) 河床由泥沙组成，河床组成变化是通过泥沙输移将水流中的泥沙与组成河床的泥沙相互交换来实现，如果泥沙交换不平衡，就必然产生河床各种类型的变形。

(1) 河势是河道的平面态势，包括主流线、水边线及其所构成的平面形态（如汊道、弯道、边滩、心滩、江心洲、河漫滩）以及水面现象等，是有关形态要素的总称。有时也指河道的基本流势，或称基本流路。

二、河床变形分类

1. 从演变表现形式上可分为纵向变形和横向变形

(1) 纵向变形是指河道沿流程所发生的变形, 即河床纵剖面的冲淤变化, 如河床的下切、抬高等。图 5-1 表明长江中游某河段, 在距起点 2000m 以远处冲刷最深。

(2) 横向变形也称平面变形, 即河床沿着与水流垂直的水平方向发生变形, 如河湾的发展、汊道的兴衰等。图 5-2 为长江中游某河段横断面的变化图, 由图可见自 1954 至 1960 年期间, 该河段横断面每年都在不断地变化, 总的趋势是河道不断向右岸冲刷发展, 而左岸则不断淤积。当河道的横断面发生横向变形时, 其平面形态必然发生变化。故横向变形又称平面变形。在天然河流中, 横向变形与纵向变形往往是错综复杂地交织在一起的。

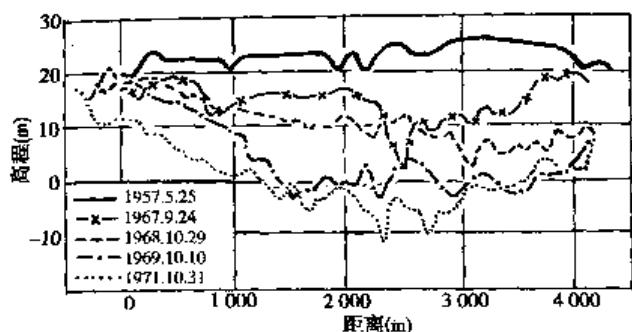


图 5-1 长江中游某河段深泓纵剖面的变化

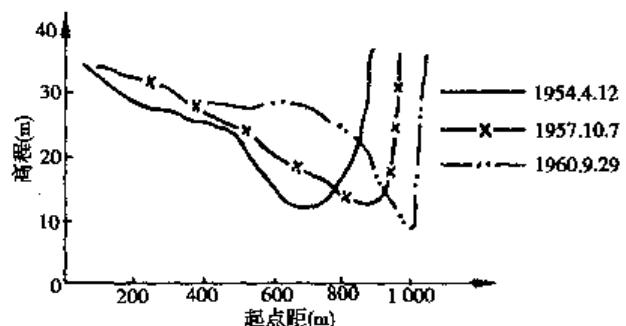


图 5-2 长江中游某河段横断面的变化

2. 从河道演变的发展过程来说, 可分为单向变形和复归性变形

(1) 单向变形是指河道在相当长时期内只是单一地朝某一方向发展的演变现象。也就是说, 在这个期间内, 河道只为冲刷发展, 或只为淤积发展。这种单向变形是指平均情况而言, 例如水库下游冲刷和上游淤积。但是, 由于来水来沙随时间变化, 即使在持续淤积的状态下, 也可能出现冲刷, 持续冲刷的状态下可能出现淤积, 严格的单向变形是不存在的。

(2) 复归性变形是指河道周期性往复发展的演变现象。也就是说, 在一定时期内, 河道处于冲刷发展状态; 此后一定时间内, 河道则处于淤积发展状态, 例如弯道过渡段浅滩汛期淤积, 汛后冲刷, 如此周期性的往复等。

河道的单向变形往往进行得比较缓慢, 通常需要在相当长的时期内才可以看出其变化发展。如长江中下游, 多年平均每年淤高不到 1cm, 短期内几乎觉察不出, 只有经过相当长的时期才可以看出一些变化。当然, 某些特殊情况下河道的单向变形也可能进行得比较迅速, 如黄河下游的河床淤积, 以及水库刚建成的若干年内, 其上游的淤积和下游的冲刷即为这种情况。复归性变形则一般进行得比较迅速, 往往数十年之内或数年乃至一年之内, 便可完成其演变过程的一个周期, 视不同河道的不同现象而异。

三、河床演变的基本原理

河床演变的具体原因尽管千差万别, 但根本原因总是可以归结为输沙的不平衡。例如, 当上游来沙量大于本河段水流输沙能力时, 水流不能将上游来沙全部带走, 本河段将发生淤积, 河床升高; 反之, 当上游来沙量小于本河段水流输沙能力时, 则来沙量不能满足水流输沙的要求, 水流中不足的泥沙将自河床中逐渐得到补充, 本河段将产生冲刷, 河床降低。纵向输沙不平衡将引起河床纵向变形, 横向输沙不平衡将引起河床的横向变形, 局部输沙不平衡将引起河床

局部变形。

河道由于输沙不平衡所引起的变形,在一定的条件下,往往朝着使变形停止的方向发展,即河床发生淤积时,其淤积速度将逐渐减小,直至淤积停止;河床发生冲刷时,其冲刷速度也将逐渐减小,直至冲刷停止。这种现象即为河床和水流的“自动调整作用”。在淤积和冲刷的发展过程中,河床和水流进行自动调整,通过改变河宽、水深、比降、床沙组成使本河段的水流挟沙力与上游的来沙条件趋于相互适应,从而使淤积和冲刷向着其停止的方向发展。

尽管河床变形在河床和水流的自动调整作用下,将朝着使变形停止的方向发展,即从输沙不平衡向输沙平衡的方向发展,但是,这种平衡状态只是暂时的、相对的。来水来沙条件的改变,必然引起输沙平衡的破坏,出现新的输沙不平衡,从而促使河床发生新的变形。另一方面,即使上游来水来沙条件不变,河床上的沙波运动仍然是存在的,河床仍然处于经常不断的变形过程之中。由此可见,河道中的泥沙运动总是处于输沙不平衡状态。所谓输沙平衡只是对较长时间内的平均情况而言,或者只是对较长河段内的平均情况而言,因而只具有相对的意义。

四、影响河床演变的主要因素

制约和影响河道演变的主要因素有:①河段的来水量及其变化过程;②河段的来沙量、来沙组成及其变化过程;③河段的河谷比降;④河段的河床形态及地质情况。

这四个主要因素具体反映了水流与河床这对矛盾的有关方面,前三个因素决定着水流条件(指挟沙水流),是反映输沙不平衡的基本要素。如果河段的来水量大,河谷比降大,水流挟带泥沙的能力大,若河段的来沙量小,则来沙量不能满足水流挟沙能力的要求,形成输沙不平衡,河床将发生冲刷。从航道整治的角度来说,通常情况下这三个因素人们是难以调整控制的。第④个因素决定着河床条件。河段的河床形态对水流条件影响甚大,在相同的来水量及其变化过程中,如果河段的河床形态不同,水流条件(如水流的动力轴线、流速、比降等)也不相同,从而影响着河道的演变发展。河流上一些碍航浅滩就往往同河床形态不佳(如边滩低矮,河床宽浅,以及突然放宽、束窄等)有密切关系。航道整治就是通过修建丁坝、顺坝等整治建筑物来改变这类不良的河床形态,以调整水流,从而增加航道水深的。河段的地质情况决定河床抵抗冲刷的能力。如果河段的河床和河岸的地质比较坚硬,则抗冲能力强,当由于输沙不平衡而引起河床发生冲刷时,河床的坚硬地质将抵抗水流的冲刷,从而限制河床的变形。但是,如果河床和河岸的地质是由疏松沙质组成时,则抗冲能力弱,就难以抵抗水流的冲刷,因而河床的变形将加剧。

对于冲积平原河道来说,在上述四个因素中,第①、②两个因素是起主导作用的。在水流与河床这个矛盾着的两个方面中,水流(指挟沙水流)是矛盾的主要方面。河道的演变发展,主要是由取得支配地位的水流方面所规定的,即主要是由来水来沙条件所决定的。对于山区河流来说,第③、④两个因素常起主导作用。

第①、②两个因素本身又决定于流域的产水和产沙条件,具体地说,即决定于流域的气象、地理和地质等条件。属于气象方面的有:降水量、气温、湿度、风速及风向等;属于地理方面的有:流域面积、地形、植被等;属于地质方面的有:土壤和岩石的性质及其风化程度、水流的侵蚀性能等。这些条件的不同,将影响着流域产水、产沙条件,从而影响着河段的来水来沙条件。由于影响气象、地理、地质条件的因素是非常复杂的,因而河段的来水来沙条件的变化也是非常复杂的。

第二节 河床演变的基本类型及特性

一、河型的划分

由于河段所在位置的差异,来水来沙条件以及河床边界条件各不相同,因此河床演变的过程也错综复杂、多种多样。通过长期的观察和分析,研究者发现:尽管在同一条河流上,不同的河段其河床形态和演变规律各有不同,但在不同的河流上某些河段的河床形态和演变规律有时却很相似。因此,可以把天然河流划分成若干类型,分别研究各类河型的河床演变规律。综合起来,国内外对河型的划分研究成果见表 5-1。

各家所建议的河型分类

表 5-1

研究工作者或单位	河型分类			
	弯 曲		非弯曲	
利奥波德(Leopold)	弯 曲	顺直	辫 状	
莱恩(Lane) 和 张海燕	弯 曲	顺直	陡坡辫状	缓坡辫状
库德拉耶夫(Кудряев)	自由弯曲	非自由弯曲	单股	分汊
罗辛斯基(К. И. Рожинский)	弯 曲	周期展宽		游荡
武汉水利电力学院	蜿 蜒	顺直微曲	分汊	游荡
方宗岱	弯 曲	江心洲		摆动

根据河流所处的不同地区,其来水、来沙和边界条件、河床形态及河床演变特性,可将河流分为山区河流、平原河流和潮汐河流三种基本类型。平原河流中根据其形态和演变特征又可分为弯曲河道、分汊河道、顺直(微弯)河道、游荡河道四种主要类型。

平原河流中四种主要河型的特征见表 5-2。

平原河流中四种主要河型的特征

表 5-2

河 型	形态特征	演变特征	稳 定 性	边 界 特 征	实 例
游 荡	散乱多汊	游 荡	极不稳定	两岸物质组成较细,缺乏抗冲性	黄河下游,永定河下游,钱塘江河口段;南亚布拉马普特拉(Brahmaputra)河;南美塞贡多(Rio Segundo)河;美国鲁普(Loup)河和普拉特(Platte)河;加拿大红犹尔(Red Deer)河;挪威塔纳(Tana)河
分 汊	分汊	各支汊相互发展消长	稳定性可以从稳定至介于游荡与弯曲之间	两岸具有一定抗冲性。稳定的江心洲河道,有时上、下游存在控制节点	长江中下游、珠江(广东部分)、赣江、湘江、松花江、黑龙江;非洲尼日尔(Niger)河和贝努埃(Benue)河

续上表

河型	形态特征	演变特征	稳定性	边界特征	实例
弯曲	弯曲	深切河曲:下切	比较稳定	两岸具有一定抗冲性	荆江、渭河下游、北洛河、南运河、汉水中下游、沅江、辽河;美国密西西比河中下游;加拿大比顿(Beatton)河;匈牙利海尔纳德(Hernad)河
		自由弯曲:蜿蜒			
		强制性弯曲:平移			
顺直	顺直	犬牙交错的边滩,不断向下游移动	较稳定	两岸物质组成很细(有粘性)或受基岩、树木限制	新西兰麦克林南(Macleannan)河河口段;美国密西西比河下游

二、山区河流的河床演变

(一) 山区河流主要特征

山区河流是指流经地势陡峻、丘陵山区、崇山峻岭的河流。较大河流的上游多为山区河流。山区河流因处的特殊地段,具有以下特征:

1. 山区河流水流特征

山区河流所流经的地区,坡面陡峻,径流模数很大,汇流时间较短,平时流量不大,而一遇暴雨,转瞬间即洪流汹涌,具有三个显著特点:①洪峰暴涨猛落;②流量与水位变幅很大;③中水历时不长。

山区河流流量猛涨陡落。因集水面积较小,在降雨发生后一两天或几小时内,流量就会激增,出现很大的洪峰;随着降雨中止,流量迅速下降,洪峰也就消失。这种现象在暴雨集中地区尤为明显,暴雨与山洪往往同时发生,雨过天晴,河道又恢复原来的溪水细流。当然,象长江中、上游集水面积很大的山区河流,流量过程线就会自然调平,洪、枯水相差不会那样悬殊。

2. 山区河流形态特征

山区河流的平面形态因受地质构造和岩石性质的限制,外形极为复杂。在背斜构造或岩石抗冲性能较强的地区常发展成峡谷河段,此处河谷狭窄,岸坡陡峻,岩石裸露,岸边和江心常有巨石突出,岸线极不规则。在向斜构造或岩石抗冲性能软弱地区,河流常发展成宽谷河段,此处河面宽阔,岸坡平缓,阶地发育,河中常有河漫滩、心滩等泥沙堆积体,形成浅滩碍航。山区河流两岸常有溪沟汇入,在入口处常常形成冲积扇。从总体上看,山区河流沿程多为峡谷段与开阔段相间。山区河流形态特征如下:

(1) 山区河流的纵剖面通常比较陡峻,变化急剧,存在一系列折点,形态极不规则,急滩与深潭上下交错,且常出现台阶形。在落差集中处往往形成陡坡跌水甚至瀑布。图 5-3 为川江长寿县附近深泓纵剖面变化。

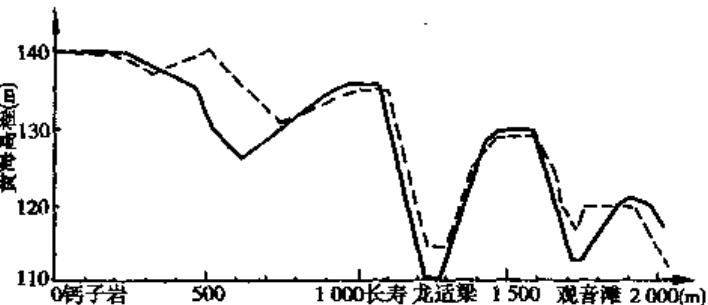


图 5-3 川江长寿县附近深泓纵剖面变化

(2) 山区河流在发育过程中,通常以下切为主,因此河谷横断面多呈“V”字形或“U”字形。河谷坡面多呈直线形,在陡峻的地形限制下,河床切割很深,河槽狭窄。中水河床与洪水河床之间无明显分界线。某些峡谷河宽仅为10~20m,极为窄深。

(3) 山区河流一般多处于徐缓侵蚀下切,加上河道摆动不大,故两岸常存在阶地,表现为多级平台和与之相连的斜坡。

3. 山区河流的泥沙运动

山区河流含沙量视流域地面覆盖情况而定,有长年清澈如镜的,也有水土流失比较严重的,但来沙多集中于汛期,平时很少有泥沙的搬运。组成山区河流河床的泥沙多为卵石、块石和基岩,而水流挟带的多为细沙、粉沙和粘土。河床除基岸裸露段以外,一般均覆盖有卵石,故研究山区河流的河床演变,也就是研究卵石的冲刷、搬运和沉积过程。

卵石床面有排列和不排列多种形式。对于鱼鳞式排列,卵石最不容易起动,而松乱堆积则较容易,所以卵石起动比泥沙起动更复杂。由于卵石床面的多样性,在某些床面上,运动的卵石容易受到掩蔽和阻挡,使卵石的运动带有特殊性。

(1) 卵石运动的间隙性,随机性以及运动速度

卵石运动有明显的间隙性,呈现出走走停停、停停走走、不连续的、缓慢的运动特点。卵石每移动1~2m,一般都要停留一次,停留时间比运动时间长得多,从数分钟至数十分钟不等。运动与停留时间和流速大小及床面的粗糙情况有关:流速大,床面光滑,停留时间就短;反之则长。

(2) 山区河流卵石输移运动基本规律

卵石运动在山区河流任何时候都存在,只是运动强度因河段不同而异。洪水期,特别是洪水暴涨期,除个别特殊河段外,流速普遍较大,卵石大量往下游输移;枯水期,峡谷和深槽输移强度通常很弱,某些河段甚至完全停止输移,而峡谷的进出口上下游邻近河段以及过渡段上,则进入比较持续、稳定的输移阶段,反映在河谷的冲淤变化上,则为洪水冲谷淤滩(含开阔河段),枯水冲滩淤谷。

(二) 山区河流河床演变特性

1. 由于峡谷地区和山区河流常具有宽窄相间的外形,在峡谷的进口,洪水期的壅水作用,会引起悬移质在上游宽阔段内大量落淤。非汛期宽阔段“走沙”时冲刷外移的泥沙,在进入下游峡谷段时,由于水深流缓,有相当大一部分就会在峡谷段淤积下来。

2. 对于山区河流的弯曲型河流,由于两岸受山崖阶地的钳制,自由活动的余地较小,河床蠕动只能顺着河谷方向平移。弯道下移后原位于弯顶的深槽往往在后面留下一条狭长的尾汊;河流进入谷坡和阶地的悬崖峭壁以后,在岸坡前面掏出深槽,这样的深槽有吸引水流的作用,使水流长期在这里坐弯。

3. 山区分汊河流的江心洲和心滩位置比较固定,常以两汊居多,而平原地区中下游河段经常可见多股分汊。

4. 山区河流河床卵石运动在时间分布上具有明显的不连续性。同时,卵石的输沙率有很大的波动。由于山区河流水流湍急紊乱强度大,床面卵石的排列、结构、粗化层的形成和破坏以及卵石的补给都会深刻地影响卵石运动。

5. 由于山区河流沿程有不少溪沟入汇,在沟口发育形成冲积扇,其伸入干流部分成为溪口滩,既影响河床的演变又影响航运。被分割的冲积扇以及新形成冲积扇的向外伸展,常会挤压流路,影响泥沙运动,产生新的成型淤积体。

三、平原河流的河床演变

河流自山区进入平原以后，横向的约束不复存在，水流开始向平面扩散，加以坡降迅速展平，导致流速降低，泥沙大量停积。平原河流一般都处于堆积抬高状态，在河谷中形成深厚的冲积层，在河口地区则淤积成广阔的三角洲。在淤积的过程中，洪流四处横溢漫流，使广大的平原不断向外海推进，随着海岸线的外移和侵蚀基面的抬高，又促使上游河道的进一步淤积。从防止洪水泛滥危害的角度出发，很多平原河流的两岸都建有堤防，即使在这种情况下，为了滞洪的需要，通常也保留有广阔的河漫滩。由于河床边界组成物质的不同，使得河流可以形成各种不同的河型，具有不同的演变性质，使整个平原河流的河床演变较山区河流更为复杂多变、丰富多彩。

(一) 平原河流的主要特征

1. 平原河流的水文泥沙特征

(1) 平原地区坡度平缓，土壤疏松，降雨后迳流系数小，因而汇流时间长。

(2) 由于平原河流集水面积大，流域降雨分配不均匀，支流入汇时间有先有后，故洪水通常没有猛涨猛落现象，洪水持续时间相对较长(长江中下游5、6、7、8、9等月份均为中洪水期)。流量变化与水位变幅较小(长江荆江洪水流量仅为枯水流量的13倍，水位变幅仅13m)。

(3) 平原河流的流态相对较平稳，没有明显的跌水、泡水、急漩、横流等险恶流态。

(4) 平原河流中悬移质以沙、粉沙和粘土为主。悬沙中床沙质与床面泥沙不断交换且多呈饱和状态。较细颗粒的冲泻质，通常所占比重较大；推移质多为中、细沙，以沙波形式运动。河流输沙以悬移质为主，推移质输沙量较小。

2. 平原河流形态特征

(1) 平原河流横断面形式随不同类型的河段而异。在顺直过渡段多为抛物线形或矩形；在弯曲河段湾顶多为不对称三角形；在分汊河段中则为马鞍形(W形)；游荡型河段则极不规则，如图5-4所示。

(2) 平原河流由于河床纵坡平缓，水面比降比较小，通常在千分之一以下，甚至不到万分之一。如荆江河段水面比降为 $0.42\text{‰} \sim 0.56\text{‰}$ ，汉江下游水面比降为 $0.39\text{‰} \sim 0.56\text{‰}$ ，水面比降沿程分布较均匀。由于比降较小，相应流速也较小，通常都在 $2 \sim 3\text{m/s}$ 以下，平均流速沿程变化比较缓和。水流流态平稳，没有跌水、水跃。在局部地区可能会有回流、横流等，但强度都不大。

(3) 由于水流的堆积作用，河谷中形成了明显的成型淤积体和深厚的冲积层(图5-5)，有的河流冲积层厚度达数十米，甚至超过100m。

(4) 平原河流一般都有广阔的河漫滩。河漫滩为靠近主槽、洪水时淹没、中水时出露的滩地。它由泥沙落淤而成，组成物质较为松散。它起到调节洪水，削减洪峰，储存泥沙并通过滩槽水流交换，影响河槽冲淤等作用。

(5) 有些平原河流沿江广泛分布有节点。它是抗冲性较强，依岸形成的对河势变化起节制作用的特殊边界条件，如天然矶头、山体、窄深河段等。节点有两种类型，一种是两岸均有依托，

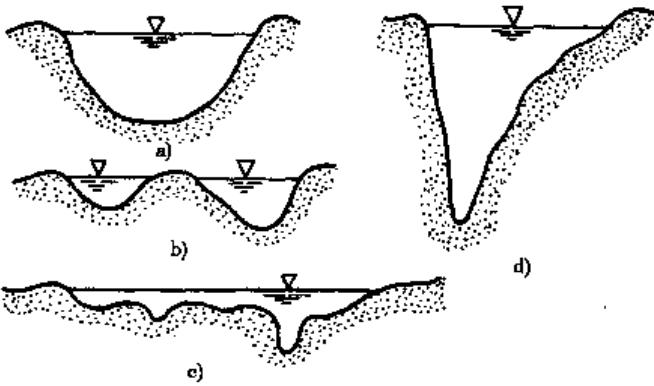


图5-4 平原河流不同类型河段的横断面

a) 顺直过渡段；b) 分汊河段；c) 游荡河段；d) 弯曲河段

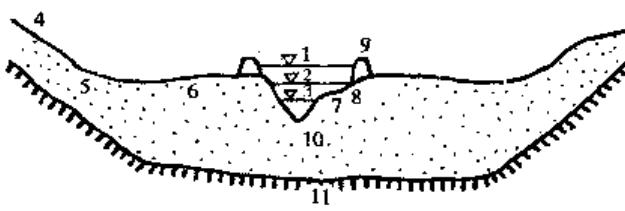


图 5-5 典型平原河流河谷断面图

1-洪水位；2-中水位；3-枯水位；4-堆积阶地谷坡；5-谷坡与谷底交界处坡脚；6-河漫滩；7-边滩；8-滩肩；9-堤防；10-冲积层；11-原生基岩

长年靠流；另一种是一岸具有依托，另一岸则为易于冲刷的滩地。长江中下游城陵矶—江阴河段沿江两岸共有各种矶头 103 个，其中分布在右岸的 72 个，大多是突出的岩石山体或阶地。

3. 平原河流的河床演变

平原河流是在一定的流域来水、来沙和河床边界条件下，经过水流与河床长期相互作用而形成的，水流、泥沙和河床边界之间已基本适应。

从长时段、长河段来看，大多数河流的河床无明显的单向冲淤变形。但是，由于流域来水来沙和边界条件随时间不断变化，在短时间内河床形态仍将产生周期性冲淤变化，即一个时期表现为淤积，另一个时期为冲刷；在一个长时期和长河段范围内冲淤量较小，并得到相互补偿。因此，平原河流的河床演变主要表现为往复性的冲淤以及平面上的摆动。

由于平原河流河床多由中、细沙等物质构成，河流冲淤速度较快，幅度也比较大，对不同的河型，其冲淤变化及河床演变规律是不一样的。

(二) 顺直(微弯)型河道河床演变

顺直(微弯)型河道的河床特征通常为：中水河床比较顺直或略有弯曲，河床两岸常有犬牙交错的边滩，主流左右弯曲，河床深泓线呈波浪状起伏，浅滩与深槽相间，滩槽水深相差不大，如图 5-6 所示。

此类(微弯)型河道多出现在顺直、狭窄的河谷中；或河谷虽然广阔，但河漫滩较高，且多由抗冲力较强的粘土和沙粘土组成或人工控制的河段中；通常多出现于河流的中、上游。

顺直(微弯)型河道河床演变的特点有：

1. 浅滩和深槽交替发生冲淤。枯水期浅滩比降大，浅滩发生冲刷，冲刷下来的泥沙淤积在下一个深槽中；洪水期深槽比降大，深槽发生冲刷，冲刷下来的泥沙又推移到下一个浅滩上淤积。

2. 边滩和深槽同步顺流下移。边滩就是一个大沙丘，在水流作用下，边滩的迎水坡不断冲刷、后退，背水坡不断淤积、向下延伸，整个边滩不断向下移动。随着边滩的下移，深槽、浅滩和深泓线的位置也不断向下移动。

3. 河床周期性展宽和缩窄。由于边滩的发展，使对岸发生冲刷且枯水位以上的河槽展宽。当边滩发展过宽时，洪水期主流可能切割边滩，被切割的边滩留在河心部分成为心滩，心滩将河槽分成汊道。以后随着一股汊道的淤废，心滩与河岸相接，岸线移向中泓，河道再次缩窄，展宽过程又重新开始。

顺直(微弯)型河道不但浅滩多，而且浅滩、深槽和主流线位置很不稳定，对于航道维护极为不利；河岸附近时而为深槽，时而为浅滩，水深变化大，对港口建设、护岸、取水工程等建设也极为不利。

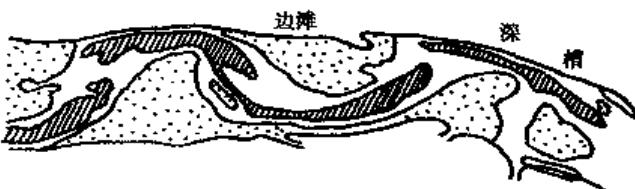


图 5-6 顺直(微弯)型河道平面形态

(三) 游荡型河道河床演变

游荡型河道一般形态为：河身宽浅，河中沙滩密布，汊道众多，水流散乱，主流摆动不定。图 5-7 为黄河游荡型河段平面图。

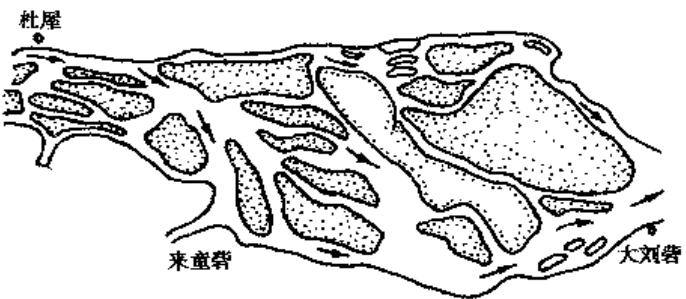


图 5-7 黄河游荡型河段平面图

游荡型河道产生的条件通常为：河岸和河床组成物质较细，极易冲刷展宽，比降、流速与输沙强度都相当大，边滩、心滩移动很快，泥沙淤积严重，洪水猛涨猛落。黄河中游和永定河都具有这种特性。

游荡型河道河床演变特点如下：

1. 多年平均情况下，河床不断淤积抬高，形成“地上河”。黄河秦厂至高村段近 20 年，河床平均上升速度为每年 5.9 ~ 9.7 cm。永定河在芦沟桥和梁各庄之间，河床深泓点比堤外地面高出 4 ~ 6 m。

2. 年内的冲淤变化，一般是汛期主槽冲刷，滩地淤积，而非汛期则相反。在一年内总的冲淤幅度不大，但一次冲淤变化可达很大的数值。在黄河上，一次冲淤深达 10 m 的现象，屡见不鲜。

3. 沙洲移动迅速，河道外形经常改变，冲淤变化幅度极大。一次洪水后，河床面目全非。

4. 主槽经常摆动，而且摆动的速度和幅度都很大。黄河在花园口主流摆动达到 136 m/d。某些特宽河段，一次摆动 5 ~ 6 km 的也很常见。

(四) 弯曲型河道的河床演变

弯曲型河流也有称为蜿蜒型河流的，它不但具有迂回曲折的外形，而且还具有蜿蜒蠕动的动态特征。这类河流在世界上分布很广，我国的荆江是著名的弯曲型河流；在渭河、南运河、汉江、沅江和辽河都有弯曲型河段分布。

1. 弯道的水流特征

弯道水流的动力特征，决定着泥沙运动的性质，从而决定了弯曲河流的演变特性。弯道水流不同于直道水流，弯道上的水流作曲线流动，由于离心力的作用使水面产生横比降，同时表层水流流向凹岸，而底层水流则由凹岸流向凸岸，形成一封闭的环状水流，这种环状水流与纵向水流相结合形成螺旋流。

1) 水面横比降

在弯道上的水流作曲线运动时（图 5-8a），必然产生指向凹岸方向的离心力。水流为了平衡这个离心力，通过调整，使得凹岸方向的水面增高，凸岸方向的水面降低，形成水面横比降（图 5-8b）。横比降可由水体的横向动力平衡条件求得：在弯道段上取一个单位底面积，高度为 h 的水柱进行分析（图 5-8c），所受到的力有

$$\text{离心力 } F = \frac{1}{2} (2h + J_z) \rho \frac{a_0 U^2}{R} \quad (5-1)$$

$$\text{水压力 } P_1 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \quad (5-2)$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma (h + J_z)^2 \quad (5-3)$$

底部摩擦力： T

以上诸式中： R 为弯曲半径； ρ 为水的密度； a_0 为动能校正系数； J_z 为横比降； U 为水流纵向

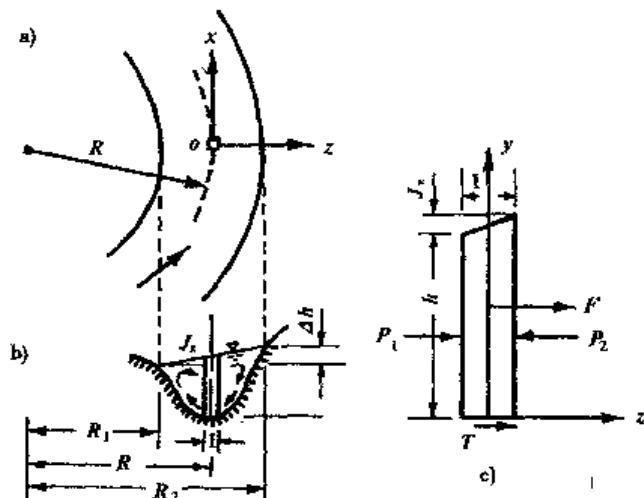


图 5-8 弯道水流及单位水柱受力图
a) 平面图；b) 横断面图；c) 弯道中水柱受力情况

垂线平均流速。

假设 T 可以忽略不计, 则此水柱的横向动力平衡方程式为:

$$F + P_1 - P_2 = 0 \quad (5-4)$$

即 $\frac{1}{2}(2h + J_z)\rho \frac{a_0 U^2}{R} + \frac{1}{2}\gamma h^2 - \frac{1}{2}\gamma(h + J_z)^2 = 0 \quad (5-5)$

因 J_z 数值较小, 式(5-5)中 J_z^2 可以忽略不计, 同时可取 $2h + J_z \approx 2h$, $a_0 \approx 1$, 则上式可改写为:

$$h\rho \frac{U^2}{R} - \gamma h J_z = 0$$

故

$$J_z = \frac{U^2}{gR} \quad (5-6)$$

上式中: U^2/R 为离心加速度, g 为重力加速度, 故横比降 J_z 为离心加速度与重力加速度的比值。由于在横断面上各垂线的流速是不相同的, 因此横比降 J_z 在横断面也有些变化。横比降的存在, 使弯道上凹岸水面升高、凸岸水面降低。对凹岸水位的超高值 Δh 可作如下分析: 考虑到 $J_z = dh/dR$, 代入上式积分后, 得左右岸的最大水位差(超高)为

$$\Delta h = \int_{R_1}^{R_2} \frac{U^2}{gR} dR \quad (5-7)$$

式中: R_1 、 R_2 见图 5-8。只要得到垂线纵向平均流速沿断面的分布, 就可通过式(5-7)求解 Δh 。

如作为一维问题来考虑, 整个断面可看成只具有一个代表流速 ($U = U_m$, U_m 为断面平均流速)、一个曲率半径 ($R = R_0$, R_0 为断面中心线的曲率半径), 此时超高值:

$$\Delta h = \frac{U_m^2}{g} \cdot \frac{B}{R_0} \quad (5-8)$$

式中: B 为弯道段宽度。

2) 弯道环流

现进一步分析弯道上单位水柱的受力情况。由于水柱上各点的纵向时均流速 u 是从水面向河底逐渐减小的(图 5-9b), 因此所受的离心力 $\rho u^2/R$ 自然也是从水面向河底逐渐减小(图 5-9c 右)。而由水面横比降产生在同一单位水柱体上各点所受到的压力差($P_2 - P_1$), 即 γJ_z 则是自水面向河底均匀分布的(图 5-9c 左)。显然两者的合力如图 5-9d) 所示, 其结果就形成表层水流流向凹岸, 底层水流流向凸岸的封闭的横向环流(图 5-9e)。这一环流叠加在主流上, 使水流呈螺旋式运动。横比降通常在弯道顶点附近达最大值, 向上下游两方向逐渐减小。

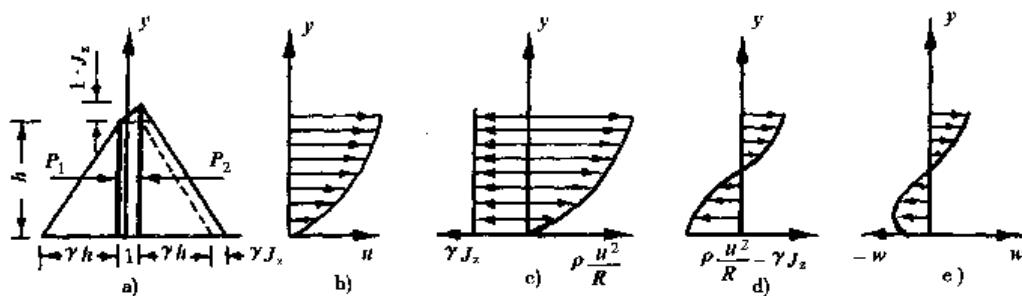


图 5-9 弯道横向环流分析图

3) 弯道水流动力轴线

水流动力轴线为河段中沿流程各断面最大垂线平均流速所在位置的连线, 亦称主流线。

它反映了水流最大动量所在位置，对河床演变有重大影响。在某些河流上，这条线在洪水期往往因浪花翻滚、水流湍急而易于辨认。

水流动力轴线的主要特点：

(1) 它在弯道进口段或者在弯道上游的过渡段，常偏靠凸岸(图 5-10)，进入弯道以后，即逐渐向凹岸转移，至弯顶稍上部位才偏靠凹岸，主流开始逼近凹岸的位置叫做“顶冲点”。自“顶冲点”向下相当长的距离内，主流贴近凹岸，如无特殊原因可一直延续到弯道出口以上不远处。

(2) 主流线“低水傍岸”、“高水居中”；顶冲点“低水上提”、“高水下挫”。在枯水期水位低、水流动量小，凸岸边滩出水，对水流约束作用大，故主流线曲率较大，靠近凹岸流动。洪水期水位高、水流动量大，惯性作用强，边滩淹没，对水流约束小，以致主流线曲率较小，离开凹岸，趋向河中。与此相应，顶冲点位置也不同：低水期靠近弯顶附近和弯顶上部；高水期一般在弯顶以下。这就使水流对凹岸顶冲点的位置随着水流动力轴线的变化出现“低水上提”、“高水下挫”的现象(图 5-10)。

水流动力轴线的曲率半径与流量及河床形态有关。如荆江河段的水流动力轴线的曲率半径 R_0 为

$$R_0 = 0.053 R \left(\frac{Q^2}{gA} \right)^{0.35}$$

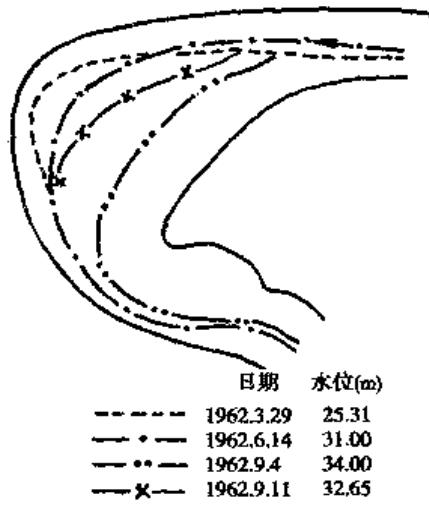


图 5-10 下荆江来家铺弯道水流动力轴线变化图

式中： R 为弯道曲率半径； Q 为流量； A 为过水面积； g 为重力加速度。式中单位为 s·m。

4) 弯道纵比降

在弯道上，与水面横比降相应，两岸水面纵比降有以下特征：在弯道上段，水面纵比降凸岸大于凹岸；弯道下段，情况则相反。由于横比降在弯顶附近最大，故在弯顶附近，上述现象最为显著。沿弯道凹岸常形成上凸曲线，而沿弯道凸岸则常形成下凹曲线。

5) 纵向流速分布

水流流经弯道后其流速(垂线平均流速)要重新分布。通常在弯道的前半弯段，纵向流速的最大值靠近凸岸；从弯顶到弯道出口处，纵向流速最大值靠近凹岸。图 5-11 为矩形断面弯道水槽纵向流速分布情况。

6) 横向流速分布

弯道表层水流的横向流速指向凹岸，底层水流的指向凸岸。在相对水深为 0.5 附近横向流速 w 为零，该处离床面距离为 $y = h_n$ ； w 由此向下向上分别增大，见图 5-12(图中 h 为水深)。

2. 弯道的泥沙运动

1) 悬移质运动

水流进入弯道以后，在弯道上游原来位于同一条垂线、不同高程上的水体，因受环流的影响，将各取不同的运动轨迹。从图 5-12 可以看出，在 $y > h_n$ 区域的水流将向凹岸偏转， $y < h_n$ 区域的水流将向凸岸偏转，只有 $y = h_n$ 处的水流才沿着纵向水流时均流线的方向继续向前流动。环流旋度是垂线上某点横向流速与纵向流速的比值。弯道垂线上各点的环流旋度并不一

样，愈到水面和河底，环流旋度愈大，注意到近底处横向流速较大，纵向流速较小，故环流旋度在近底处比水面处更大；而中间的各点旋度较小，在 $y = h$ 处旋度为零。因此，即使同是向某一侧偏转的水体，其偏转的程度在不同的高程处是不一样的；在向凹岸偏转的水体中，水面的流线偏转最大，愈到下面，偏转愈小；在向凸岸偏转的水体中，接近底部的流线偏转最大，愈到上面，偏转愈小。所以，位于同一条垂线不同高程上的流线，进入弯道以后，在平面上将作扇形展开。

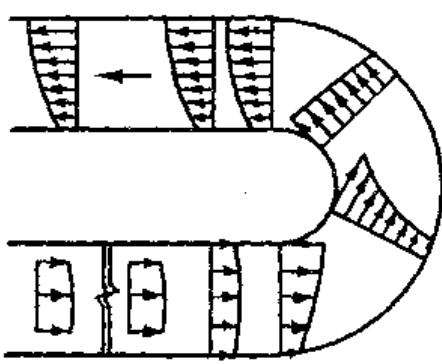


图 5-11 弯道水槽试验纵向流速分布图

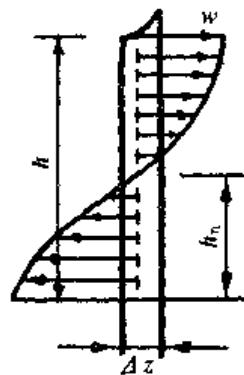


图 5-12 横向流速沿垂线分布

在另一方面，众所周知，泥沙在垂线上的分布是不均匀的。愈近底层，含沙量愈大，泥沙相对愈粗；愈近水面，含沙量愈小，泥沙相对愈细。因此，不同高程上的流线在平面上展开的结果，将使含沙量高的水体和较粗的泥沙集中靠近凸岸；凹岸的水相对较清，泥沙要细一些，含沙量在垂线上的分布也要均匀一些。从图 5-13 可以看出，速度较高的流束偏向凹岸一侧，沿着凹岸深槽分布着稀疏的含沙量和悬移质中径等值线，说明它们在垂向上几乎是上下一致的；而在靠近凸岸的地方，较粗的泥沙和高含沙量的水流集中于底部，在垂线分布上就有相当大的梯度。在横向分布上，流速峰值和含沙量值峰的位置并不重合，前者靠近凹岸，后者偏向凸岸。

2) 推移质运动

(1) 同岸输移和异岸输移

推移质的横向输移有同岸输移和异岸输移两种方式。泥沙由弯道凹岸输移到下游弯道同一岸的，称为同岸输移；输移到本河湾的凸岸和下游弯道的另一岸的称为异岸输移。对弯曲型河流来说，推移质输沙应包括两部分，由上游凸岸边滩下来的推移质在水流作用下可越过弯道中心线，并以异岸输移为主；在弯道凹岸冲刷的泥沙，其中以弯顶稍下游冲刷最甚，这部分泥沙中的推移质运动将以同岸输移为主。

(2) 推移质运动的成带性

推移质在断面上的分布并不遍及整个河宽，而是往往集中成带，有时并成为两个输移带。单宽推移质输沙率沿断面的分布很不均匀，靠近两岸几乎没有推移质，在中间部分有两个峰，较大的峰偏于凸岸。断面分布的这种特性沿程不完全相同，以在弯顶附近及其下游段最为明显。利奥波德(L. B. Leopold)根据科罗拉多河等河道上进行的环流结构的观测，指出推移质运动的主要区域在弯道位于凸岸边滩一侧，如图 5-14C₁ 和 C₃ 所示。即使对顺直型河流来说，推移质沿断面也不是均匀分布的，如图 5-14A 和 B₁, B₂, B₃ 所示。推移质运动的这种成带性，在布置测验和进行资料分析时应给以足够注意。

3. 弯道的形态特征

1) 河湾的类型

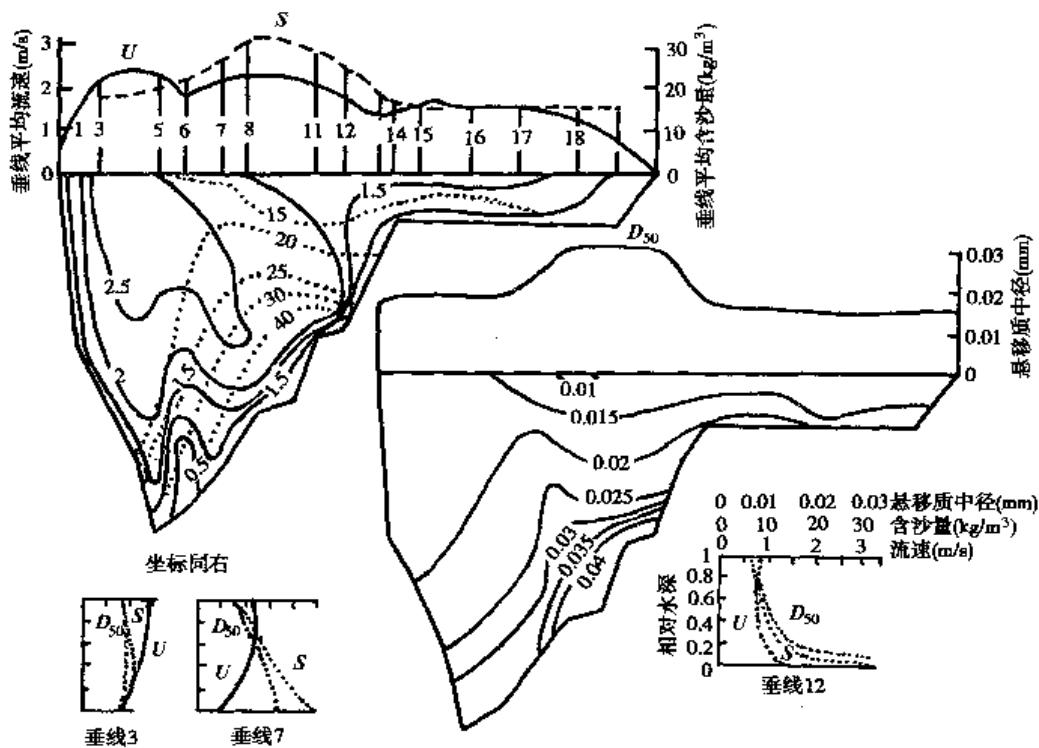


图 5-13 黄河下游弯段中泥沙、水力因子在断面及垂线上的分布

按照不同的原则可将河湾分成以下类型：

(1) 按形态特征分为

单式河湾：河线比较平顺，如图 5-15a) 所示；

复式河湾：河线成圆环形或绳套形，如图 5-15b) 所示。

(2) 按水流与河床相互作用的特点分为

自由河湾：两岸为冲积土壤，易被冲刷，河湾可以自由发展。中、低水期水流不漫滩，沿着河湾流动，曲率大，对河床作用大；高水期水流漫滩后，流线顺直，对河床作用较小。

深切河湾：河湾与河谷的弯曲形势一致，在各级水位时水流对河床均有造床作用，河湾曲率半径较大。

强制河湾：河湾受局部性障碍影响，水流方向急剧改变，河床冲刷剧烈，河湾曲率半径最小，见图 5-16。

2) 稳定河湾的形态特征

(1) 平面形态特征

在自然界中出现的稳定河湾，其平面形态是接近于正弦曲线的平滑曲线。作为粗略近似，可用一系列方向相反的圆弧和直线段来代替这一曲线。由此，河湾平面形态可用弯曲半径 R 、中心角 ϕ 、河湾跨度 L_m 和摆幅 T_m （或者 H_m ）以及弯曲系数 S 等几个基本特征值来表示，见图 5-17。

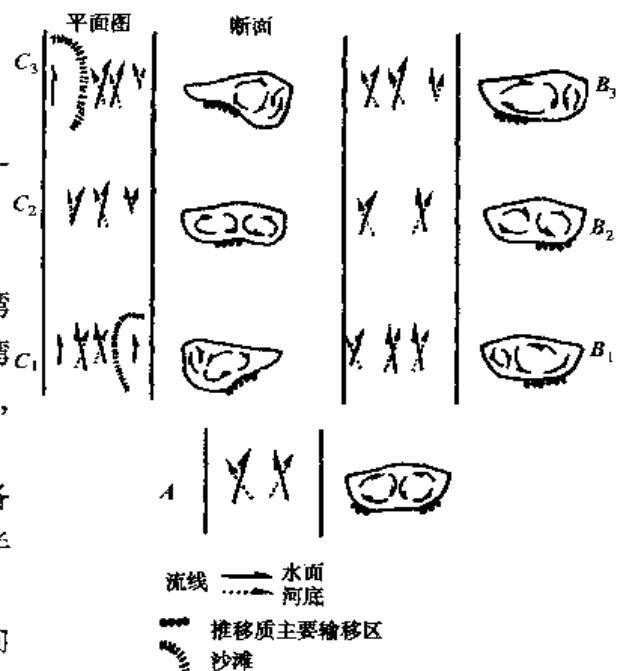


图 5-14 推移质主要运动区域示意图

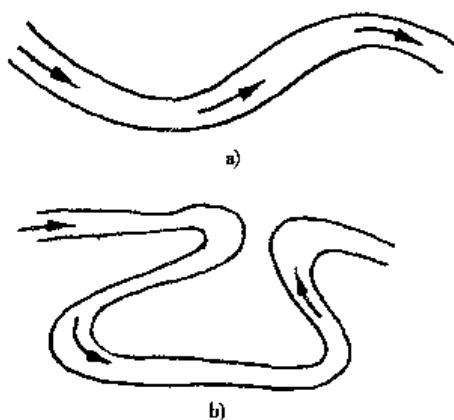


图 5-15 单式河湾与复式河湾

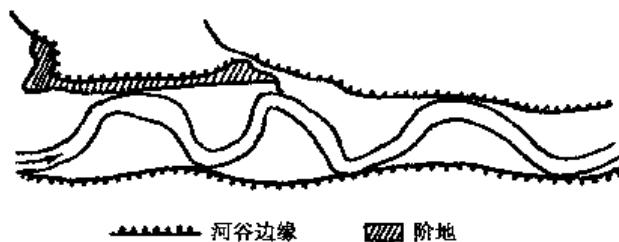


图 5-16 强制性河湾示意图

稳定的河湾是河流为适应其来水来沙和边界条件经长期自动调整而形成的。因此，在河湾平面形态要素之间及其与来水来沙和边界条件之间必然存在着密切的关系。例如：

$$R = K_R B \quad T_m = K_T B \quad L_m = K_L B$$

式中， B 为直段河宽， K_R 、 K_T 、 K_L 为系数。由实验室及野外资料分析，这些系数不是常数，而是个变动范围。对大多数稳定河湾， $K_R = 3 \sim 5$ ， $K_T = 4 \sim 5$ ， $K_L = 12 \sim 14$ 。至于稳定河湾形态要素与来水条件关系的例子可参见式(5-39)。

(2) 纵剖面形态特征

河湾的纵剖面形态与其平面形态有密切关系。法格(O. Farge)根据法国加龙河多年的观测，总结出河湾的几条基本规律：

第一，深泓线靠近凹岸，凸岸为边滩；

第二，深槽水深和边滩宽度随弯道曲率增大而增大；

第三，深槽最深处在河湾湾顶稍下游，浅滩最浅处在过渡段拐点稍下游；

第四，河湾沿程曲率的剧变会引起河槽的剧变，使河槽形态不规则。

河湾水深是纵剖面形态中最重要的特征值。法格认为枯水期河湾最大水深与湾顶曲率半径有关：

$$\frac{1}{R} = 0.03 H_m^3 - 0.23 H_m^2 + 0.78 H_m - 0.76 \quad (5-10)$$

式中： R 为弯顶曲率半径(km)； H_m 为枯水期河湾最大水深(m)。

4. 弯曲河段的演变

1) 凹岸崩退和凸岸淤长

由于水流表层含沙量小，河底含沙量大，在弯道环流的作用下，挟沙较少的表层水流在到达凹岸并折向河底的过程中，将从凹岸以及靠近凹岸的河底攫取泥沙，以弥补其含沙量的不足；底层水流挟沙较多，当底层水流由凹岸流向凸岸并折向水面的过程中，将在靠近凸岸处逐渐释放出多余的泥沙，结果，导致河湾凹岸的崩退和凸岸淤长，见图 5-18。

凹岸崩退的过程因河湾的形态不同而异。正常发展的平顺河湾，其崩岸过程是：枯水期深

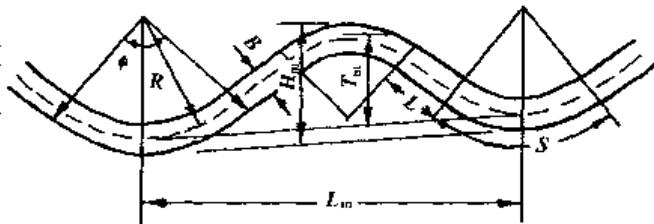


图 5-17 河湾基本要素

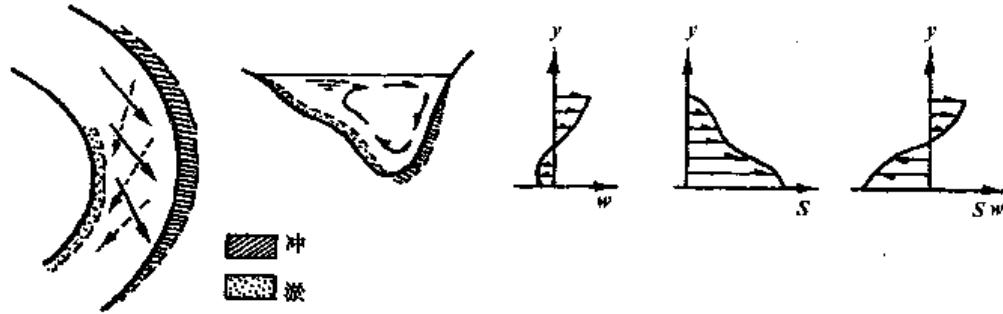


图 5-18 横向输沙示意图

槽的冲刷坑面积较小,岸坡比较平缓稳定,随着水位上涨,环流加强,水流冲刷力加大,深槽刷深,岸坡变陡,崩岸随之发生,但强度通常不大。汛期洪峰的峰顶及峰后水位开始下落阶段,强大的水流又趋向凹岸,继续刷深近岸深槽,并将崩坍下来的泥沙不断带走,此时崩岸强度最大。由于岸土随崩塌运,河岸保持较陡的岸坡,深槽冲刷坑随河岸崩退内移,与岸线保持固定距离。水位下降到中水位以下后,深槽又逐渐淤积,冲刷坑变小,但由于岸坡仍较陡,加之河岸地下水外渗,仍有崩岸发生。不过水流已经减弱,崩岸泥沙不能及时运走,又因上游过渡段冲下来的泥沙淤积在弯道深槽内,使岸脚得到掩护,岸坡逐渐稳定,崩岸趋于停止。对于曲率较大的锐弯,如荆江来家铺河湾(图 5-19),其崩岸过程是:枯水期主流紧贴凹岸,使图中断面 5 附近近岸河床明显冲刷,岸脚被水流淘空,河岸发生崩坍;洪汛期间,水流趋直,在凹岸附近产生回流,使泥沙淤积,深槽淤积,岸脚得到暂时的掩护,河岸渐趋稳定;随着水位下降,主流又趋近凹岸,汛期淤高的深槽又遇到冲刷,河岸又发生崩坍。

凹冲凸淤是弯道演变的基本规律之一。通过对天然河湾的分析,发现这一基本规律还有如下特点:一是凹岸冲刷与凸岸淤积的数量基本相等,且冲淤过程基本相应;二是冲淤变化引起横向摆动的过程中,弯道断面形态基本保持不变。

2) 河湾发展和河线蠕动

凹岸崩退和凸岸淤长使得河湾在平面上产生横向位移,但这个位移在整个弯道上并不是均匀分布的。在弯道下半部,水流动力轴线经常靠近和顶冲凹岸,环流强度较大,崩岸最严重。致使河湾曲率半径变小,中心角增大,河身加长;与之相应,两弯顶之间的河线还会产生一定旋转运动,同时整个河湾出现向下游蠕动的趋势。

当弯道过渡段逐渐延长,弯道入口逐渐下移时,河线旋转枢纽点的位置也会逐渐向下游移动。如果过渡段太短,与下一个弯道凸岸坍塌连成一线,则河线将发生平行下移,而不发生旋转运动。如果遇到难冲的坚硬土层,河湾的发展将变得更加复杂。

3) 裁弯取直与河湾消长

弯道的发展,使河道愈来愈弯,在一定条件下将形成很长的河环。此时,河湾的起点和终点相距很近,形成狭颈。当洪水漫滩时,由于狭颈处距离短,比降大,容易冲成串沟,并逐渐发

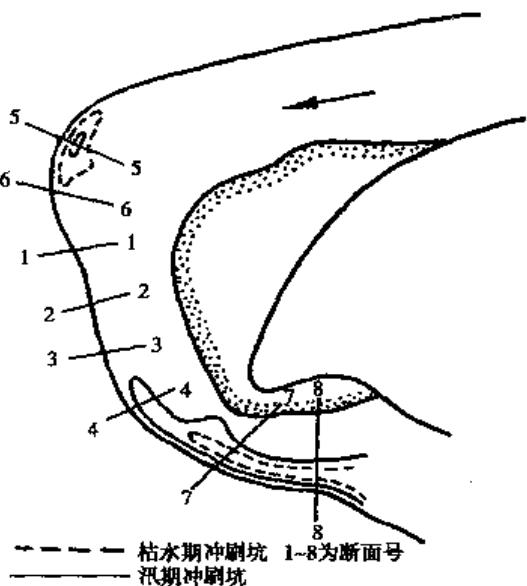


图 5-19 来家铺河湾崩岸过程

展，扩大成新河，而老河逐渐淤死，形成牛轭湖，从而形成自然裁弯。

裁弯后的河床演变过程主要有：

(1)新河发展：裁弯后的新河，由于长度短、比降陡、流速大、水流挟沙力强，同时新河进口往往紧接上一河湾的凹岸，进入的水流含沙量较少，因此，只要没有深厚的难冲粘土层，新河很快就被冲刷扩大。随着新河的扩展和比降的变缓，虽然分流量相应增加，但流速减小，新河的冲刷速度也将减慢。在新河冲刷初期，两岸都有冲刷展宽；随着冲刷的发展，河床横断面又逐渐地由对称断面向不对称的弯道断面变化。新河断面的展宽和冲深是同时进行的，但冲深常快于展宽，其发展过程与一般河岸崩塌过程基本相似。当新河发展到一定程度，如果不在凹岸及时护岸，则新河将继续向弯曲方向发展，甚至有形成又一个河环的可能。图 5-20 为下荆江碾子湾河道自然裁弯后的演变情况。同时，在凹岸不断后退的过程中，弯顶还向下游移动，引起下游河势的变化。

(2)老河淤废：与新河发展的同时，老河迅速淤积，并随着淤积的发展，速度逐渐减慢。在老河淤积过程中，各段淤积速度是不均匀的。老河上段由于比降平缓、流速小、挟沙力弱，加上环流作用，使引进的泥沙较多，因此淤积最快，愈向下游，淤积速度逐渐减小。老河出口因受新河的顶托，同时因出口处回流区的影响，常常被泥沙淤积，其淤积速度较小，在枯水期还略有冲刷。当进出口都淤死后，中段则形成牛轭湖。

(3)上游河段的变化：裁弯后引起上游水位降落，比降加大，从而使河段有所冲深。例如 1969 年下荆江上车湾人工裁弯后，其上游的监利河段随之发生冲刷，泥沙大量下移堆积，使大马洲浅滩水深恶化，枯水期航行受到严重影响。此外，若新河进口位置与上游弯道衔接不好，则随着新河的发展，会引起上游河段的主流发生较大摆动，使河势发生变化。

(4)下游河段的变化：裁弯以后将引起下游河段的水流动力轴线发生变化。若新河出口与下游河势衔接不顺，甚至正对凸岸，则因出口流向改变使凸岸受到强烈冲刷。如新河形成后没有护岸控制，则将使弯顶不断下移，引起下游河势较大的变动。此外，在新河和上游河段冲刷期间，有大量泥沙顺流而下，有可能淤积在其下游河段的浅滩上，使浅滩水深减小。

4) 撇弯切滩

当河湾因土质不均匀，发展受到限制时，会形成曲率较大的锐弯，在适宜条件下，主流线由凹岸改趋凸岸，凹岸产生回流，泥沙在凹岸落淤，这种现象称为撇弯。撇弯常发生在洪水期，特别是在丰水年内，它是由于在高水时主流取直切滩而造成的。图 5-21a) 是下荆江上车湾的撇弯切滩，对比 1934 年和 1959 年测图，可以看出：凸岸边滩被切割约 2000m，弯顶下移 2400m 左右。切滩是指在弯曲河段，水流由边滩漫过，冲刷滩上薄弱部位，使滩体一部分与边滩脱离成心滩的现象。撇弯的同时必然发生切滩，而切滩时未必发生撇弯。图 5-21 中 b) 和 c) 分别为下荆江徐耳嘴和沙滩子河湾的凸岸切滩。形成撇弯切滩的有利条件为：河湾凹岸土质组成不均匀，下半部土质难冲，这样容易形成锐弯。同时，连续几个小水年，在凹岸崩塌的同时，凸岸边滩不能相应淤高，一遇大洪水年就容易切滩取直。

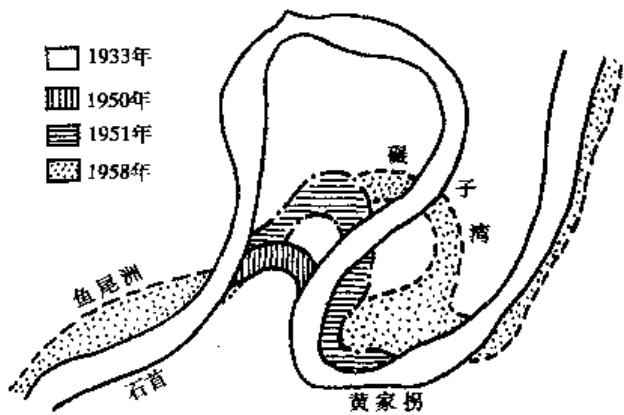


图 5-20 下荆江碾子湾自然裁弯

自然裁弯与切滩虽然有一些共同点,但实际上两个不同的现象。自然裁弯是在两个河湾之间的狭颈上进行的,而切滩是在同一个河湾的凸岸进行的。两者对河势的影响,自然裁弯比切滩要强得多。

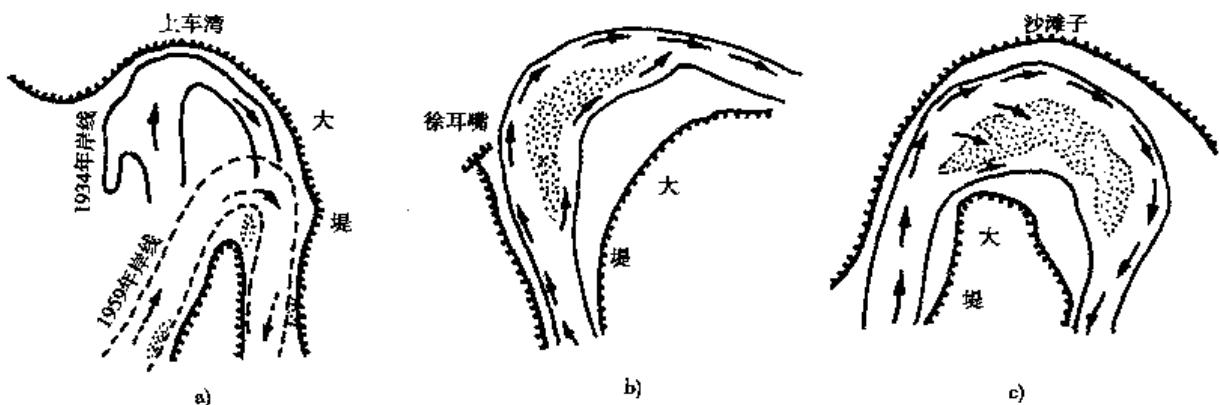


图 5-21 撤弯与切滩实例

(五) 分汊型河道的河床演变

分汊型河道是冲积平原河流中常见的一种河型,分布甚广。例如长江自城陵矶至江阴,全长 1120km,内有分汊河段 41 个,长 817km,占区间河长的 78%。我国其他河流如广东的北江、东江,东北的松花江、黑龙江等也分布有很多分汊型河道。

1. 汊道的形态及类型

(1) 汊道的形态

汊道河床的形态,通常如图 5-22 所示。

江心洲是位于江心的泥沙淤积体,其高程超过中水位以上。被江心洲隔开的河道称为汊道。其中分流量较大的一支称为主汊,其余称支汊。水流动力轴线开始分歧的地方称为分流点;从分流点到江心洲头部的地段称分流区;水流动力轴线会合的地方称汇流点;从江心洲尾到汇流点的地段称汇流区;从分流点到汇流点的河线长度称汊道长度。

(2) 汊道的类型

按江心洲和汊道的数目可分成:双汊河道(一个江心洲,两股汊道),多汊河道(数个江心洲,多股汊道)。

按汊道平面形态和入口水流条件可分成四类。顺直分汊:汊道平面形态比较对称,水流进入两汊时均比较平顺,两汊与上游河道水流呈大致相等的角度,见图 5-23a)。弯曲分汊:汊道平面形态往往为一平顺河湾,主汊道位于靠凹岸一侧,水流进入其中较平顺;支汊道位于靠凸岸一侧,水流进入其中时呈一交角,见图 5-23b);如主汊凹岸可自由受冲后退,则可能形成鹅头型汊道,见图 5-27。弓形分汊:汊道平面形态类似弯弓形状,主汊道较顺直,水流进入其中比较平顺;支汊道较弯曲,水流进入其中多呈一交角,见图 5-23c)。复杂分汊:汊道数目众多,沙洲罗列,平面形态和水流条件都比较复杂,见图 5-23d)。

可用分汊系数和分汊放宽率作为衡量河道分汊程度及形态特征的指标:

$$K_F = L_K / L_Z \quad (5-11)$$

$$B_F = B_M / B_S \quad (5-12)$$

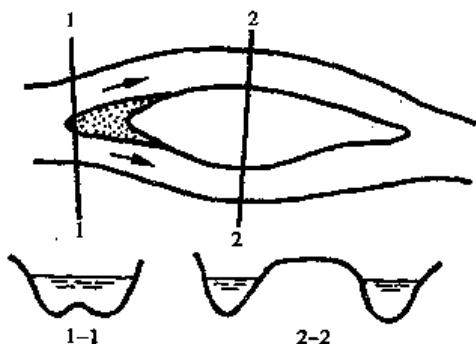


图 5-22 汊道河床形态

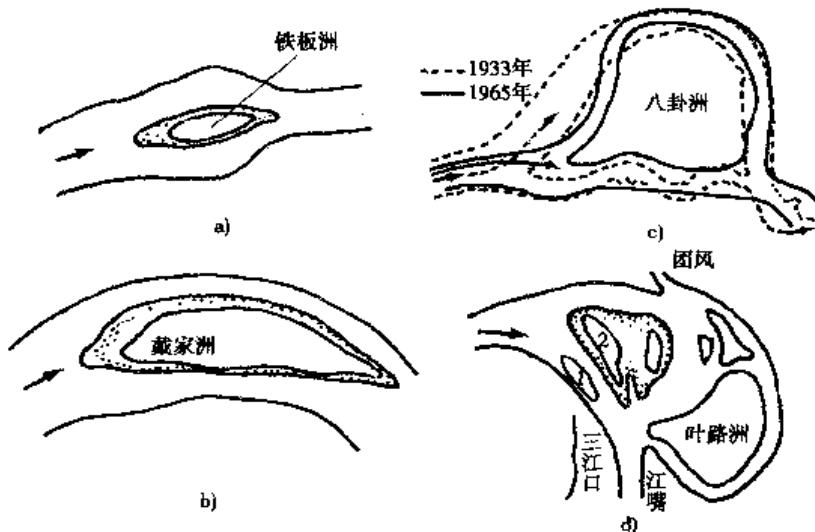


图 5-23 分汊河段的类型
a) 顺直分汊; b) 弯曲分汊; c) 弓形分汊; d) 复杂分汊
1-人民洲; 2-李家洲

式中: K_F 为分汊系数; L_K 为各汊长度总和; L_Z 为分汊河段直线长度; B_F 为分汊放宽率; B_M 为分汊段(包括江心洲)的最大宽度,又称摆幅; B_S 为分汊段上游单一河段的宽度。

长江城陵矶至江阴分汊河段的特征见表 5-3。

长江城陵矶至江阴分汊河段的特征

表 5-3

分汊河段类型	处 数	平均摆幅 (km)	平均分汊系数	平均分汊放宽率	宽深比 $\frac{\sqrt{B}}{h}$
顺直分汊	16	3.5	2.17	2.17	3.42
微弯分汊	15	5.5	2.60	4.21	3.64
鹅头分汊	10	8.6	4.09	6.72	4.63

2. 河道水流泥沙运动

(1) 分流区和汇流区的水流泥沙运动

水流进入分流区后,断面扩大,水流分散;同时,江心洲头的水下延伸部分又增加了水流阻力;因此,在分流区内纵比降沿程递减,甚至出现倒比降(图 5-24)。与此相应,分流区内的平均流速也沿程减小,因此,这里常常出现泥沙淤积。

在汇流区,由于两股水流汇合时互相冲击、挤压和摩擦作用,水流结构极其复杂。在江心洲尾部形成一系列小旋涡,造成一个低流速区使泥沙落淤。同时因河中心水位高于两岸,形成一对方向相反的环流,其面流指向河心,而底流指向两岸,泥沙从河中向两岸运动(图 5-25);

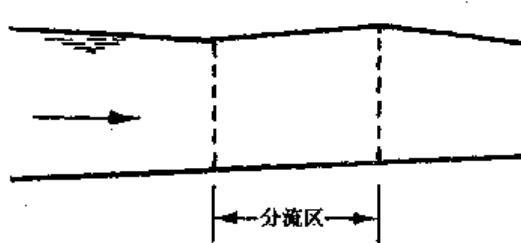


图 5-24 分流区水面线示意图

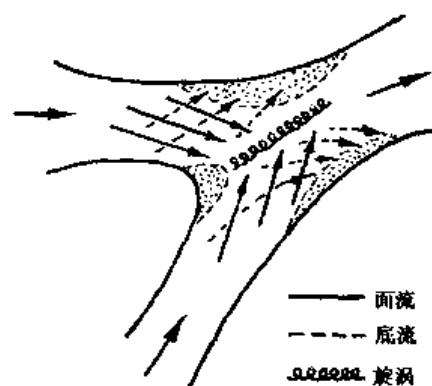


图 5-25 汇流区水流情况

此外,由于水流的离解作用,在两岸岸边形成大片回流区,泥沙在这里大量落淤形成边滩。

(2) 汉道横断面特性

水流分汉以后,各股汉道的流量小于分汉前的流量,含沙量则接近或等于分汉前的含沙量。这样,分汉段如果不加大比降来保持足够的流速,就不能带走来自上游的泥沙。因此,分汉河段的比降一般都比未分汉前的河道比降陡,这已为大量实测资料所证实。

在分汉河段的比降较分汉前为陡的前提下,我们探讨分汉前后断面形态的变化。

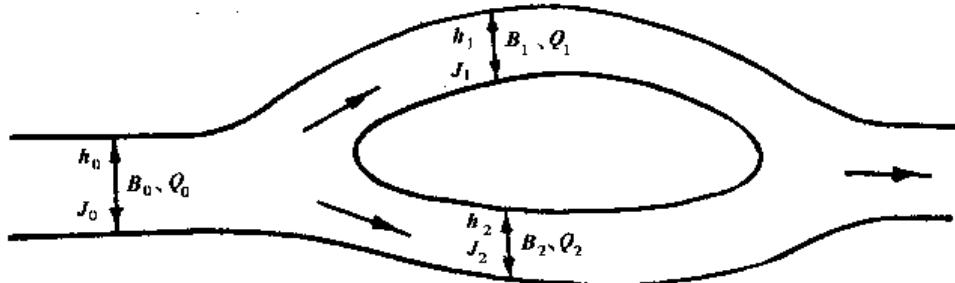


图 5-26 分汉前后汊道要素示意图

如图 5-26 所示,设分汉前的河宽、水深、比降与流量分别为 B_0 、 h_0 、 J_0 与 Q_0 ,进入分汉段后水流分左右两汊,左汊的河宽、水深、比降与流量分别为 B_1 、 h_1 、 J_1 与 Q_1 ;右汊相应为 B_2 、 h_2 、 J_2 与 Q_2 。为了简化,假设分汉前后的糙率 n 值不变,河相关系不变,则可得下式:

$$\frac{\sqrt{B_0}}{h_0} = \frac{\sqrt{B_1}}{h_1} = \frac{\sqrt{B_2}}{h_2} = \zeta \quad (5-13)$$

已知

$$\begin{aligned} Q_0 &= \frac{1}{n} \zeta^2 h_0^{11/3} J_0^{1/2} \\ Q_1 &= \frac{1}{n} \zeta^2 h_1^{11/3} J_1^{1/2} \\ Q_2 &= \frac{1}{n} \zeta^2 h_2^{11/3} J_2^{1/2} \end{aligned} \quad (5-14)$$

并令

$$Q_1 = m Q_0 \quad (5-15)$$

$$Q_2 = (1 - m) Q_0 \quad (5-16)$$

式中 m 为左汊道的分流比,解之,得

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= \left(\frac{J_0}{J_1} \right)^{3/22} m^{3/11} h_0 \\ h_2 &= \left(\frac{J_0}{J_2} \right)^{3/22} (1 - m)^{3/11} h_0 \end{aligned} \right\} \quad (5-17)$$

由于 $J_1 > J_0$, $J_2 > J_0$, $m < 1$,所以

$$\left. \begin{aligned} h_1 &< h_0 \\ h_2 &< h_0 \end{aligned} \right\} \quad (5-18)$$

将式(5-17)代入(5-13),整理得

$$(B_1 + B_2) = B_0 \left[\left(\frac{J_0}{J_1} \right)^{3/11} m^{6/11} + \left(\frac{J_0}{J_2} \right)^{3/11} (1 - m)^{6/11} \right] \quad (5-19)$$

对于一般的分流前后的比降关系,式(5-19)右侧方括号中的数值大于 1,即

$$(B_1 + B_2) > B_0 \quad (5-20)$$

可见河道分汊以后，汊道内的总水面宽比分汊前单一河槽的河宽为大，而水深则减小。

(3) 汾道纵断面特性

水流分汊以后，汊道内比降较分汊前河段的比降有所加陡，由于汊道中水深较浅，河床高程较分汊前有所抬高。在汊道的入口处，河床往往呈倒坡与上游相衔接；在汊道出口，纵剖面有所跌落。

(4) 汾道的分流比和分沙比

各汊道流量分配情况，可用分流比表示：

$$\left. \begin{array}{l} Q_0 = Q_1 + Q_2 \\ \xi_1 = Q_1/Q_0 \\ \xi_2 = Q_2/Q_0 \end{array} \right\} \quad (5-21)$$

式中： Q_0 ——总流量；

Q_1, Q_2 ——分别为左汊和右汊的分流量；

ξ_1, ξ_2 ——分别为左汊和右汊的分流比。

汾道分流比可按水力学方法进行较为精确的计算。现介绍一较为简便的方法。以水下地形和计算水位为依据，在两汊内选取具有代表性的断面，计算其过水面积 A ，平均水深 h 及分流点至汇流点两汊的长度 L ，按谢才公式和曼宁公式，考虑到两汊落差相等、流量之和为总流量，可得：

$$\left. \begin{array}{l} Q_1 = \frac{\sqrt{F_2}}{\sqrt{F_1} + \sqrt{F_2}} Q_0 \\ Q_2 = \frac{\sqrt{F_1}}{\sqrt{F_1} + \sqrt{F_2}} Q_0 \end{array} \right\} \quad (5-22)$$

式中： $F = \frac{L}{K^2}$ ，为阻抗模数； $K = \frac{1}{n} A h^{2/3}$ ，为流量模数； n 为糙率；下标 1、2 分别代表左、右汊。

由式(5-22)可知，汾道分流比取决于两汊阻力的对比关系，沿程阻力愈大的一汊分流愈少。实际的两汊分流还要考虑进口段局部阻力的影响。因此，影响汾道分流比的主要因素有：两汊的长度、过水断面积、水深、糙率等；此外，分流角和总流量的大小对汾道分流比也有一定影响。

汾道沙量分配情况可用分沙比来表示：

$$\eta_i = G_i/G_0 \quad (5-23)$$

式中： G_0 为总输沙率； G_i 为某汊输沙率； η_i 为某汊分沙比。

与分流比不同，分沙比要复杂得多。分流口门处因水流动力轴线弯曲或各汊通畅程度不同，往往形成水面横比降和横向环流，底部泥沙输向水位较低的一侧。由于近底处含沙量较大，故水位较低一侧的汾道含沙量常大于水位较高的一侧。同时，汾道实测水沙资料表明，对于主、支汊明显的汾道，主汊的含沙量常大于支汊，主汊的分沙比大于其分流比。这是因为主汊一侧水较深、河床较低，而含沙量分布上稀下浓，底部水流大部分进入主汊，带入的沙量也较多。由此可见，影响分沙比的主要因素有：汾道进口处水流动力轴线的走向，分流区和各汊的河床形态及各汊的阻力等，应根据不同情况具体分析。

3. 汾道的河床演变过程

(1) 洲滩的移动和分合

洪水期水流漫过江心洲，由于洲面水深小糙率大，流速低，一部分悬移质泥沙将在洲上落淤，使得江心洲不断增高。洲面淤积厚度一般均较小，且随着江心洲高度的增加而愈来愈小，当洲上筑堤围垦时，一般洪水不会淹没，淤积就完全停止。

江心洲头部由于受到水流的顶冲和环流的作用，通常不断崩坍后退。而尾部在螺旋流的作用下，不断淤积延伸，因而整个江心洲就以缓慢的速度向下游移动。当分流角和汇流角较大时，江心洲移动的速度更为缓慢。若发展成鹅头形汾道时，可能完全停止下移。在特殊情况下，江心洲头部也可能淤积上伸。

江心洲的横向摆动比纵向移动要显著得多，特别是不稳定的汾道。随着分流比、分沙比的变化，汾道和江心洲都将发生明显的变形。

江心洲在运动过程中，其体积不断扩大。通常江心洲的扩大是通过几个较小的江心洲合并而实现。随着汾道的发展，大的江心洲也可能被水冲开，分成几个较小的江心洲。当汾道衰亡时，江心洲靠向一岸转化为河漫滩。

(2) 河岸的崩坍和弯曲

汾道的一支或两支往往具有微弯的外形，在弯道环流的作用下，位于凹岸处特别是顶冲点处的河岸将不断崩坍后退，冲刷的泥沙则被水流带到对岸江心洲上淤积，或被带到江心洲尾部以及汇流区的回流区域淤积。河岸崩坍的速度决定于水流强度和河岸组成物质的抗冲能力；在洪水期，有时崩坍速度相当大。

随着河岸不断崩退，有可能使汾道中的一汾曲率半径愈来愈小，顶冲点不断下移，河身发生扭曲变形。在适宜条件下，终于发展成鹅头形汾道，见图 5-27。

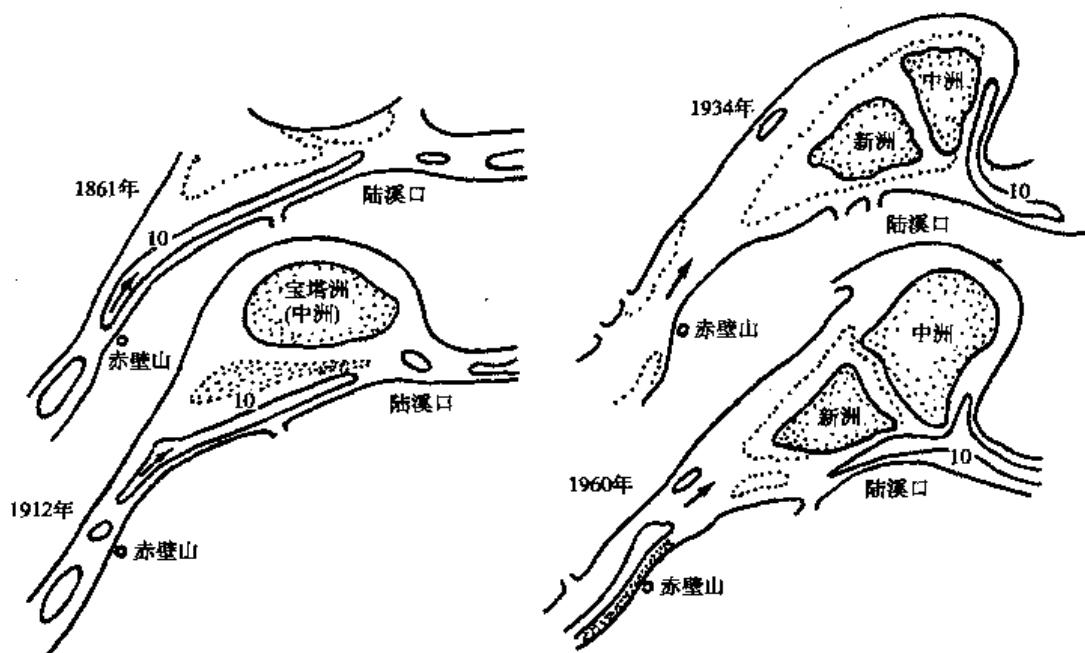


图 5-27 长江陆溪口汾道演变图

(3) 汾道的交替兴衰

在一般情况下，分汾河道的主、支汾有交替发展的趋势，并有明显的周期性。这种现象在长江中下游比较常见，但周期较长，一般是数十年，甚至上百年。发生主、支汾易位的原因是多

方面的,但最主要是上游水流动力轴线的摆动,从而引起分流分沙的变化。在汊道中规划港航工程时应注意汊道的这种变化趋势并提前防范。应该指出的是,分汊河道各汊消长的速度通常较慢,相对而言还比较稳定。这是因为天然河流的流量是不断变化的,在不同流量时汊道上游的矶头和节点挑流作用也不相同,因而进入汊道的水流动力轴线在两汊间作往复摆动。

这样,使得两汊都有冲刷的机会,以至汊道能保持相对稳定。

四、浅滩的演变

沿河流的纵剖面,河床总是高低起伏不平,高差可以达数米至数十米,河床凸起之处称为浅滩,凹低之处称为深槽。浅滩处水深小,一条河流的最小通航水深,就是由浅滩水深控制的。在平原河流中,其平面尺度通常都能满足航行要求,限制航行的关键是水深,因而航道整治的主要目的就是增加碍航浅滩的水深。

从通航观点来看,虽然沿河流的纵剖面有一系列的凸起之处,但一般是将水深不足,碍航的地段称为浅滩,或称碍航浅滩。某—河段,如果航行的标准船舶吃水小,各处水深都能满足航行要求,也就无所谓存在浅滩;如果设计标准提高,需航行较大的船舶,一些原来不碍航的浅滩,可能由于水深达不到它的吃水要求,就会成为碍航浅滩。

(一)浅滩的成因

浅滩的形成是由于河段输沙不平衡而产生的局部淤积。造成河段输沙能力不足以输送来沙的原因,概括起来有:流速的减小、环流的减弱或消失、洪枯水的流向不一致以及局部地区来沙量增大等。

1. 由于水流的挟沙力与流速的高次方成正比,流速降低的地方,水流挟沙力必然急剧减少,从而产生泥沙淤积。因此,常常在以下地方出现浅滩:

- (1)比降突然减小的地方:如山区河流进入平原处,坡陡的支流汇入干流的支流河口处;
- (2)单宽流量明显减小的地方:如河床突然展宽处;

(3)局部壅水区:如河床收缩段上游的壅水区,汊道口门处的局部壅水区,干流对支流水位的顶托处,桥渡和拦河建筑物的壅水区等。

2. 环流是泥沙横向输移的动力,也是沙质河床形成各种类型淤积体的重要因素之一。在弯曲河流的两个反向弯道的过渡段上,环流从一个方向转向另一个相反的方向,因而过渡段也是环流过渡之处,环流的强度在该处必然大大减弱和消失,使横向泥沙运动削弱或停止,从而造成局部泥沙堆积,形成过渡段浅滩。

3. 洪枯水流向不一致也是形成浅滩的原因之一。洪、枯水流向不一致,就意味着洪枯水期河床受冲刷的部位不同。河流由洪水降落至枯水时,即从洪水流向摆至枯水流向时,常常由于流量减少而使河槽冲刷能力降低,洪水时淤下的泥沙,枯水时不能全部冲刷掉而形成浅滩。

4. 上游来沙突增,将造成本河段输沙不及,形成泥沙淤积体。

(二)浅滩的构成

冲积平原通航河道的浅滩,一般位于过渡段。过渡段浅滩的基本构成见图 5-28。与岸相连,洪水时淹没而枯水时出露的大型泥沙淤积体为边滩;位于浅滩上游—岸和下游另一岸的边滩,称为上边滩和下边滩。边滩尾部或首部向沙埂延伸的部分称为上沙嘴或下沙嘴。与上、下边滩相对而水深较大的深槽称为上深槽和下深槽。如图 5-28a)所示,上、下深槽相互交错时,上深槽下部的尖端称为尖潭,下深槽上部的尖端部分称为倒套或沱口。沙埂的纵、横剖面分别如图 5-28b)及 c)所示,在图 5-28a)的 I—I 剖面上,其最高处的联线 1-5-2 称为浅滩脊,脊线上

的最低部位 C 称为鞍凹或浅滩槽。沙埂迎水面和背水面斜坡称为迎水坡和背水坡。

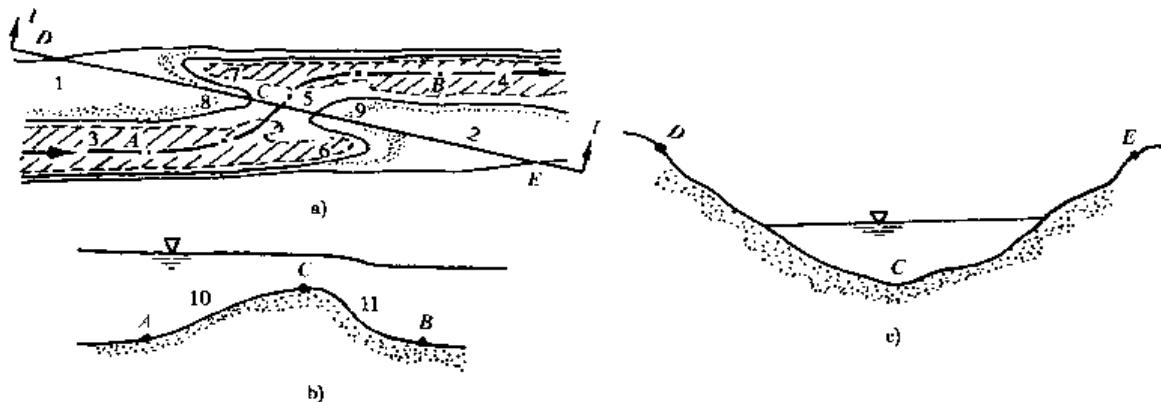


图 5-28 浅滩的构成

a) 平面图; b) 纵剖面图; c) I-I 剖面图

1-上边滩; 2-下边滩; 3-上深槽; 4-下深槽; 5-沙埂; 6-上深槽尖潭; 7-下深槽倒套; 8-上沙嘴; 9-下沙嘴; 10-沙埂迎水坡; 11-沙埂背水坡; C-鞍凹; 8-C-9-沙脊

(三) 浅滩的类型

根据浅滩特点及碍航情况,常见的浅滩大致可分为以下四种类型。

1. 正常浅滩(图 5-29a) 正常浅滩具有较高的边滩,上下深槽不交错,浅滩鞍凹比较宽深。这种浅滩的水深较大,流态平顺,航行条件较好。在河槽较窄、弯曲半径较大、过渡段长度适当的河道上,常常出现这种浅滩。

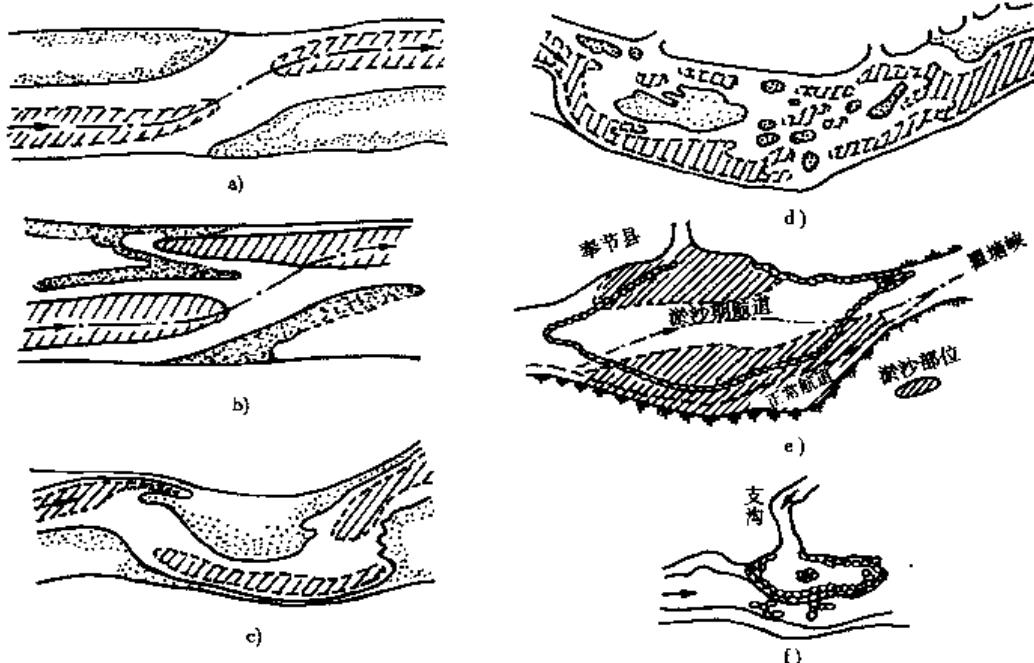


图 5-29 不同类型的浅滩

a) 正常浅滩; b) 交错浅滩; c) 复式浅滩; d) 散乱浅滩; e) 峡口滩; f) 溪口滩

2. 交错浅滩(图 5-29b) 交错浅滩的主要特点是上下边滩较低,上下深槽交错,下深槽首部形成倒套(沱口),浅滩鞍凹比较窄浅,且不稳定,水流散乱,深泓线弯曲较急,航行条件极为恶劣。交错浅滩多出现在河槽较宽、边滩发育的微弯河段上,或弯曲半径较小、过渡段较短的弯曲性河道上。分汊型河段的汊道上下口也常出现交错浅滩。交错浅滩也是山区河道常见的一种碍航浅滩。

3. 复式浅滩(图 5-29c) 复式浅滩是由两个或两个以上相距较近的浅滩所组成的浅滩群。上、下浅滩之间有共同的边滩和深槽, 上浅滩的下边滩和下深槽, 就是下浅滩的上边滩和上深槽。枯水期, 浅滩上下深泓线呈 S 型, 比较弯曲, 水深较小, 航行条件恶劣。复式浅滩多出现在冲积平原河道和山区河道比较顺直的河段上。

4. 散乱浅滩(图 5-29d) 这种浅滩没有明显的边滩、深槽和鞍凹。在整个河段内, 洲滩分布散乱, 水流分散, 流路曲折, 水深很浅, 航行条件极为恶劣。散乱浅滩多出现在河槽宽阔、顺直, 主流不稳定的河段上, 游荡性河段上散乱浅滩更为多见。山区河流的峡口滩(图 5-29e)和溪口滩(图 5-29f)也均属于散乱浅滩。在峡谷段与宽谷段相间的山区通航河道, 由于汛期峡谷壅水, 峡谷上游的宽谷河段泥沙淤积, 形成峡口滩。山区通航河道上, 每逢山洪暴发, 大量砂石从溪沟内冲出, 堵塞航道, 形成溪口滩。冲积平原河道在支流汇入处往往因为支流壅水或支流来沙量大, 在汇入口上下游形成散乱浅滩。

(四) 浅滩的水流与泥沙运动特征

1. 纵向流速与环流

浅滩段的纵向流速与水位变化有着密切的关系。随着水位上升, 水深加大, 浅滩和深槽的水深都增加。但是在枯水期, 从上深槽到浅滩脊, 沿水流方向流线呈收缩形状, 流速沿程增大, 为加速流, 至浅滩脊处流速达到最大。高水期, 从上深槽到浅滩脊, 在水平方向流线呈扩散状态, 流速沿程减小, 为减速流, 在滩脊处, 流速减至最小, 见图 5-30。

从图 5-30 中也可以看出, 高水期深槽流速大于浅滩流速, 低水期浅滩流速大于深槽流速。在进行整治工程时, 可以建立水位与浅滩脊上流速的关系, 以水位逐渐降落, 而相对于深槽之浅滩流速逐渐增大的转变点的水位, 作为决定临界冲淤水位的参考, 以利于安排疏浚的施工日期。

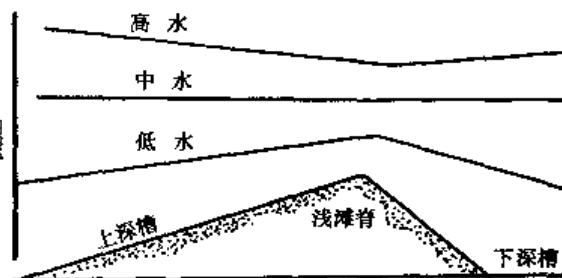


图 5-30 不同水位纵向流速沿程变化

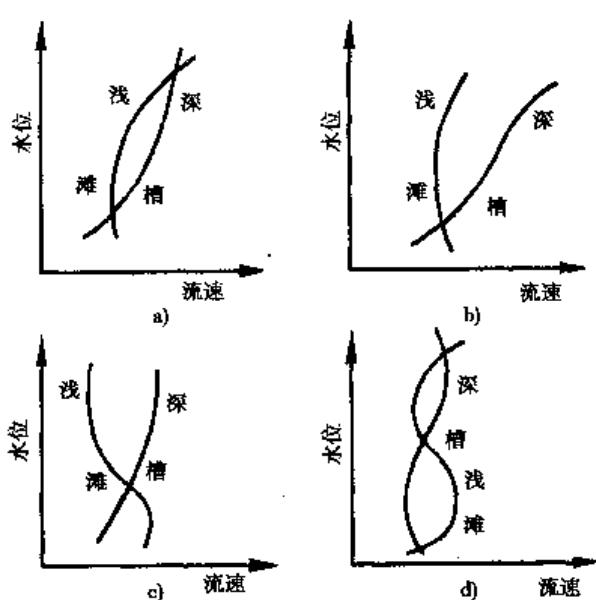


图 5-31 水位与流速关系

一般情况下, 水位与流速的关系, 随浅滩河段的地貌变化而有不同的形态。如图 5-31a)所示, 在高低水位处均有交点; 图 5-31b)、图 5-31c)只有一个交点; 而图 5-31d)有 3 个交点。最下一个交点基本上相当于边滩高程, 第二个交点相当于河漫滩高程, 没有第二个交点说明河漫滩很宽; 有三个交点说明有三级滩地。

环流也是浅滩段的重要水流现象。浅滩的上游弯道深槽处, 在水流离心力的作用下, 产生一个面流指向深槽河岸的单向环流。水流越过浅滩脊后, 到浅滩的下游弯道深槽, 受水流的离心力作用, 也产生一个单向环流, 与上游弯道深槽环流的方向相反。而浅滩脊处于上深槽来的环流与下深槽的反向环流的过渡段, 环流形态不很稳定。

2. 泥沙运动

浅滩上的推移质泥沙运动,多是以沙波方式进行。许多人认为,浅滩是一个巨型沙波,在它的上面,通常还有次级沙波。次级沙波沿大沙波向下游移动,推移至浅滩脊时,浅滩就淤高,并可能引起碍航。涨水时沙波运动较慢,落水时沙波运动较快。

浅滩脊作为沙波的一个部分,其历年变化与河流的来水来沙密切相关。在一般的来水和来沙量的年份,浅滩向下游移动,沙波的波形基本保持不变;小水多沙年浅滩脊大量淤高,大水少沙年浅滩脊又被大量冲刷降低。

(五)浅滩的演变特性

1.年内变化 浅滩的年内变化一般具有周期性。这种变化主要表现为浅滩高程的变化和浅滩鞍凹平面位置的变化。

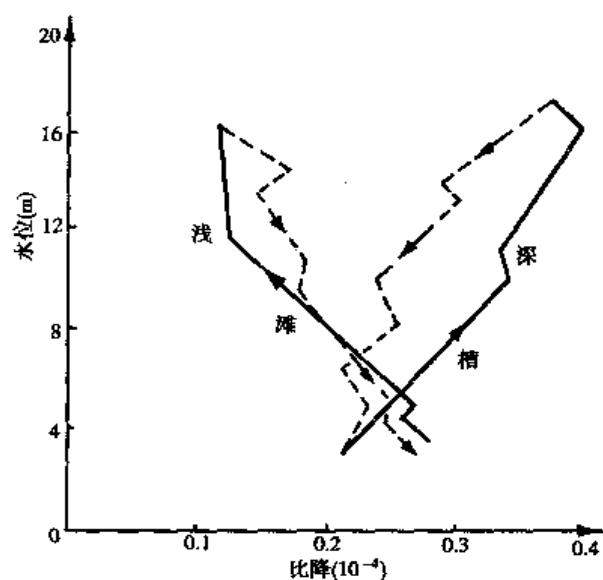


图 5-32 水位与比降关系

浅滩高程的变化和深槽有密切的联系。浅滩高程变化的特点是洪水期淤积,枯水期冲刷;而深槽则相反。图 5-32 为长江下游某一浅滩及其上深槽在不同水位下的比降变化过程。在涨水过程中,深槽比降随水位上升逐渐加大,而浅滩比降则减小,深槽比降大于浅滩比降。在落水过程中,深槽比降随水位下降逐渐减小,而浅滩比降则增大。当水位低于 7.0m 时,浅滩比降大于深槽比降。浅滩与深槽的比降在年内随水位涨落而变化,是浅滩“洪淤枯冲”、而深槽“洪冲枯淤”的主要原因。

浅滩鞍凹平面位置随水流动力轴线的年内变化而变化。由于受上、下游弯道水流动力轴线高水取直、低水坐弯的影响,浅滩河段水流动力轴线的年内变化,随之具有高水期下挫,低水期上提的特性。

图 5-33 所示为长江中游某浅滩河段水流动力轴线的年内变化。从图看出,浅滩鞍凹的平面位置在涨水过程是随水位上升而下移,即向下游移动;在落水过程则随水位下降而上提,即向上游移动。

2.多年变化 浅滩除具有年内周期变化的规律以外,还具有多年周期性的变化规律。

这种多年周期性的变化,是以水文多年周期性变化为依据的。当某一频率的特大洪水发生以后,在浅滩河段上形成一定形式的边滩、心滩、沙埂等,构成一定形态的浅滩。在此后若干年内,浅滩基本上保持稳定,只作年周期性的变化。经过若干年,当发生另一种频率的特大洪水后,原有的浅滩完全冲失,在另一地点重新构成新的浅滩形态。第二次所形成的浅滩形态固然与前期的浅滩形态有根本性区别,但却与上一周期开始时的浅滩形态基本相似,尔后又大致重复上一周期内浅滩形态的逐年变化。浅滩的这种变化,称为浅滩演变的多年周期性变化。

应该指出,浅滩在不断变化的同时,却又是相对稳定的,这是因为浅滩的存在决定于浅滩河段的河床形态。只要河床形态没有根本性的变化,浅滩就不会自行消失。长江自有资料记

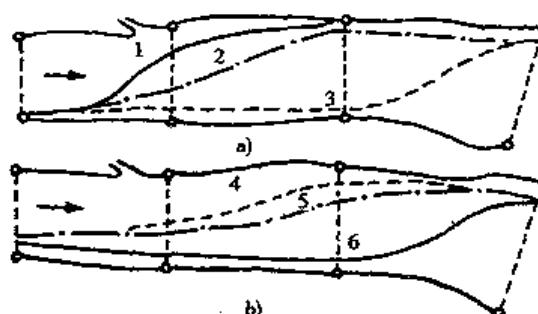


图 5-33 浅滩河段水流动力轴线年内变化图
a)涨水过程,1-2-3 水位升高;b)退水过程,6-5-4 水位降低

载以来的七八十年内,还没有发现浅滩曾自行消失过。航道整治中的一个重要手段就是修建丁坝、顺坝等建筑物,借以调整与束窄中枯水河床,从而使浅滩的水深得到改善。

浅滩滩脊高程和水位的变化趋势是一致的,随着水位的升降,浅滩亦作相应的抬高和降低。但两者之间却有一定的时差,河床的变形往往落后于水位的变化。从图 5-34 可以看出,长江荆江段姚坼壩浅滩滩脊的升降落后于水位的变化约 15 至 20 天;前苏联的库莫夫斯基浅滩滩脊的变化落后于水位的涨落也有半个多月之久。只有象黄河下游那样的多沙河流,由于河床变形速度很快,浅滩滩脊高程与水位的变化才是相应的。

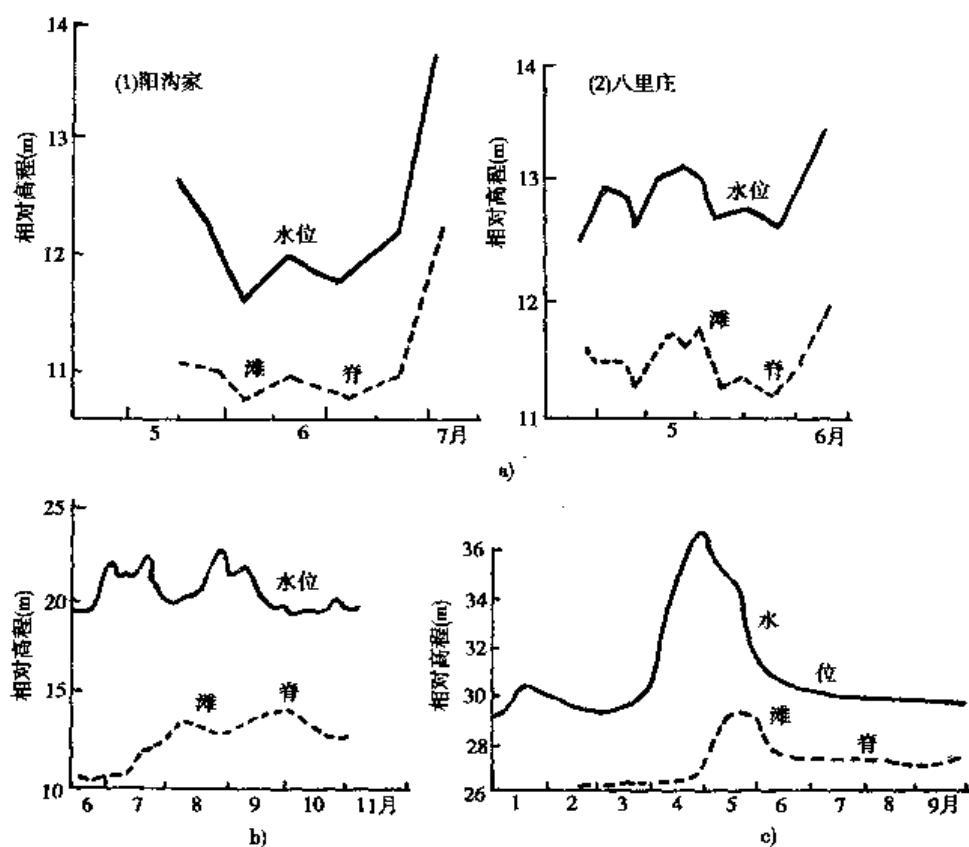


图 5-34 弯道浅滩段滩脊高程与水位的变化

a) 黄河下游典型弯道浅滩段(1958 年);b) 荆江姚坼壩浅滩(1961 年);c) 前苏联顿河库莫夫斯基浅滩

第三节 河相关系

冲积平原河流在挟沙水流与河床长期相互作用下,经过河流的自动调整作用,可能形成与所在河段具体条件相适应的某种均衡形态。在这种均衡形态的有关要素(如水深、河宽、比降等)之间,以及它们和表达来水来沙条件(如流量、含沙量及粒径等)及河床地质条件(在冲积平原河流中本身又是来水来沙条件的函数)的特征物理量之间,常存在某种函数关系。这种函数关系称为河流的河相关系或均衡关系。研究河相关系对于预测河道的宏观变化,研究河道整治规划有实际意义。

一、造床流量

造床流量是指其造床作用与多年流量过程的综合造床作用相当,对塑造河床形态起着控

制作用的某一个流量。它既不等于最大洪水流量,又不等于枯水流量。最大洪水流量的造床作用强烈,但时间过短,对塑造河床不能起到控制作用;枯水流量虽时间较长,但流量过小,也不能对造床起到控制作用。因此,造床流量应该是一个比较大但又并非最大的流量。确定造床流量一般有以下方法。

(一) 平滩流量法(平滩水位法)

对实测资料的分析表明,造床流量的水位大致与河漫滩或边滩(见图 5-35)齐平,同时,也只有当水位平河漫滩或边滩时,其造床作用才最大。因为当水位再升高而漫过河漫滩或边滩时,水流分散,造床作用降低;水位低于河漫滩或边滩时,流速较小,造床作用也不强。因此,在实际工作中常采用相应于平滩水位的流量为造床流量。其中平河漫滩水位的流量为第一造床流量,平边滩水位的流量为第二造床流量。在实际工作中由于河漫滩和边滩高程难于准确确定,宜采用一个较长河段为依据,在其中取若干实测的横断面及水位流量资料。在某一流量下,如果各断面的水位基本上与该河段河漫滩或边滩高程齐平,则这个流量就分别作为第一或第二造床流量。

(二) 计算法

前苏联学者马卡维也夫(H. И. Макавеев)提出,某个流量造床作用的大小与其输沙能力的大小有关,同时还决定于该流量的历时长短。水流的输沙能力可认为与流量 Q 的 m 次方及比降 J 的乘积成正比,所经历的时间可用其出现的频率 P 来表达。因此,当 Q^mJP 的乘积值为最大时,所对应的流量其造床作用也最大,这个流量就是所求的造床流量,即有

$$G = Q^m JP \quad (5-24)$$

式中: G 代表造床作用; m 为指数,通常 $m = 2$ 。

造床流量的计算步骤如下:

- (1) 将某断面历年(或选典型年)观测到的全部流量分成若干级,求出每级流量的平均值 Q ;
- (2) 确定各级流量出现的频率 P ;
- (3) 绘制该河段的流量 ~ 比降关系曲线,求出各级流量相应的比降 J ;
- (4) 计算出各级流量的 $G = Q^m JP$;
- (5) 绘制 $Q \sim Q^m JP$ 关系曲线,见图 5-36;
- (6) 从图中查出 $Q^m JP$ 的最大值,相应于此最大值的流量 Q 即为所求之造床流量。

马卡维也夫分析俄罗斯平原河流资料后,认为存在两个较大的峰值(见图 5-36)。相应于最大峰值的流量约相当于多年平均最大洪水流量,其保证率为 1% ~ 6%,水位约与河漫滩高程齐平,通常称此流量为第一造床流量。相应于次大峰值的流量略大于多年平均流量,其保证率为 24% ~ 25%,水位约与边滩高程相当,一般称此流量为第二造床流量。第一造床流量主要对中水河床和洪水河床的形态起重要作用;第二造床流量仅对塑造枯水河床起主要作用。航道整治多系整治枯水河床,因而只能考虑第二造床流量。

二、河床稳定性

在研究河床演变过程中,有时并不需要对河床变形作出精确的定量计算,而只要求对河床

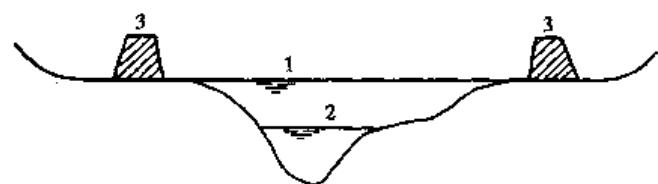
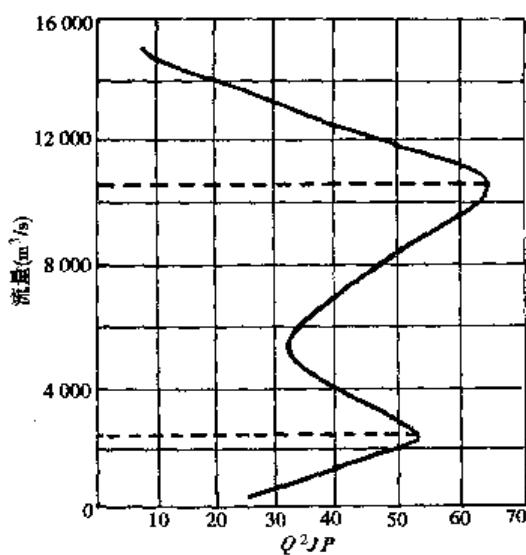


图 5-35 平滩水位示意图

1-平河漫滩水位;2-平边滩水位;3-堤防



的稳定性作出一般的评价。所谓河床稳定性，是指随着流域来水来沙条件因时间的变化，河流所表现出来的局部的、暂时的、相对变异幅度，而不是指一条河流是否正处于相对平衡状态。表征河床稳定性的指标可分为纵向稳定系数、横向稳定系数和综合稳定系数三类。

(一) 纵向稳定系数

河床的纵向稳定性决定于泥沙抗拒运动的能力与水流对泥沙作用力之间的对比关系，前者可以用床面泥沙的起动切应力 $\theta_c(\gamma_s - \gamma)D$ 来表示，其中 θ_c 可参见图 2-4；后者可以用水流作用于泥沙的拖曳力 $\gamma h J$ 来表达。取二者之比并略去 $\theta_c(\gamma_s - \gamma)/\gamma$ 等变化不大的数值，可得如下形式的稳定系数

$$\phi_b = \frac{D}{hJ} \quad (5-25)$$

图 5-36 造床流量计算示意图

式中： D 为床沙平均粒径； h 为平滩水深， J 为造床流量下的比降。

洛赫金 (B. M. Лохтин) 早年提出的稳定系数也常被采用，其形式为：

$$\phi'_b = \frac{D}{J} \quad (5-26)$$

式中： D 以 mm 计， J 以 mm/m 计。

稳定系数中 D 是床沙粒径，而河岸组成物质与床沙不完全相同，因此这一系数只能表达河床纵深方向的稳定性，并不能表达河岸的稳定性。若床沙较细、水流较急，泥沙运动强度较强，稳定系数小，河床就不稳定；反之，若床沙较粗、水流较缓，则纵向稳定系数较大，因而河床较稳定。长江、黄河的一些河段的河床稳定系数见表 5-4。由表可见，黄河游荡型河段的河床纵向稳定性远较长江蜿蜒型河段为小。

河床稳定系数 ϕ_b 及 ϕ'_b

表 5-4

河 名	河 段 及 河 型	ϕ'_b	ϕ_b
长 江	荆江，蜿蜒型河段	2.9 ~ 4.1	0.27 ~ 0.33
黄 河	高村以上，游荡型河段	0.31 ~ 0.47	0.18 ~ 0.21
	高村至陶城阜，过渡性河段	0.42 ~ 0.54	0.17

(二) 横向稳定系数

决定河岸稳定性的主要因素是其土壤的抗冲能力，抗冲能力愈强，则河岸愈稳定。其次是滩槽高差（可取为自河底平均高程算起的河漫滩高度）。在河岸土壤抗冲能力相同的条件下，滩槽高差愈大，则冲开同一宽度须带走的土方量愈大，因而需要的时间也愈长，河岸也愈稳定。由此观点出发，可用比值关系 $U_{ew}^2 h_w / U^2 h_0$ 来表达河岸的稳定性。其中 U_{ew} 、 U 分别为河岸土壤的起动流速和实际流速， h_w 为滩槽高差， h_0 为任一相关高度，可取为 1。存在的问题是，河岸土壤具有结构组成，不能用一般的方法计算其起动流速。为克服上述困难，可间接地用河岸变化的结果来描述河岸的稳定性。

阿尔杜宁 (C. T. Алтунин) 的河宽公式为：

$$B = \frac{AQ^{0.5}}{J^{0.2}} \quad (5-27)$$

式中： Q 为造床流量； B 为造床流量下的河宽； J 为造床流量下的水面比降； A 为系数。河床愈不稳定， A 值愈大。

采用阿尔杜宁的稳定河宽系数 A 值的倒数 ϕ_b 来表达河岸稳定系数，即：

$$\phi_b = \frac{1}{A} = \frac{Q^{0.5}}{BJ^{0.2}} \quad (5-28)$$

ϕ_b 值愈大，河岸愈稳定； ϕ_b 值愈小，河岸愈不稳定。

为表征河岸的稳定性，还可采用枯水河宽 b 与造床流量河宽 B 的比值，即

$$\phi'_b = \frac{b}{B} \quad (5-29)$$

ϕ'_b 值愈大，表明枯水期露出的河滩愈小，河岸愈稳定。长江、黄河一些河段的河岸稳定系数见表 5-5。由表可见，黄河游荡型河段的河岸稳定性，也远较长江蜿蜒型河段为弱。

河岸稳定系数 ϕ_b 及 ϕ'_b 值

表 5-5

河 名	河 段 及 河 型	ϕ_b	ϕ'_b
长 江	荆江，蜿蜒型河段	0.87~1.56	0.67~0.77
	高村以上，游荡型河段	0.18~0.45	0.09~0.17
	高村至陶城阜，过渡性河段	0.48~0.78	0.17~0.20

(三) 综合稳定系数

将纵向稳定系数与横向稳定系数相联系，可得出综合稳定系数。如黄河游荡性指标：

$$K = \left(\frac{hJ}{D_{35}} \right) \left(\frac{B_1}{B} \right)^2 \left(\frac{\Delta Q}{0.5 T Q} \right)^{6/5} \quad (5-30)$$

式中： B_1 为最大洪水河宽； ΔQ 为一次洪峰中流量上涨幅度； Q 、 B 、 h 分别为平滩流量及与之相应的河宽和水深； T 为洪峰历时，以 d 计；其他单位以 m、s 计。

根据长江及黄河资料得：

- | | |
|----------------|---------|
| $K > 10$ | 游荡型河段； |
| $K < 0.3$ | 非游荡型河段； |
| $0.3 < K < 10$ | 过渡型河段。 |

三、河相关系式

冲积平原河流处于平衡或准平衡状态时，其河床形态的有关要素之间及其与流域来水来沙条件和河床边界条件之间存在着某种函数关系，该关系称河相关系。由于河相关系表示在一定的来水来沙和河床边界条件下最适宜的河床形态，因此，它对于预测河道变形和规划河道整治工程都有重要意义。

(一) 纵剖面河相关系式

河床纵剖面并非连续的光滑曲线，而是一条波浪形或阶梯形的曲线。如果我们不是去微观地研究某一局部河段，而是宏观地研究全河段河床纵剖面的平均形态，那么就可以不考虑这种局部的起伏，而将河床纵剖面看成一条连续的光滑曲线。由实测资料分析，它大致与枯水期的水面曲线相接近。常用几何曲线来描述河床纵剖面形态。采用过的曲线型式有对数曲线、指数曲线、双曲线、抛物线等。

如黄河下游纵剖面可写成：

$$\Delta H = 2.45 L^{0.60} \quad (5-31)$$

式中: ΔH 为峡谷出口与下游各站间的水面落差(m); L 为距峡谷出口的距离(km)。

由实际观测知, 河床物质沿程变细, 而河床比降也沿程变小。因此, 纵比降与河床组成有关。对长江荆江河段求得

$$J = 25 D_{50}^{2.38} \quad (5-32)$$

对于黄河中、下游干支流求得

$$J = 41 D_{50}^{1.30} \quad (5-33)$$

上两式中: D_{50} 为床沙中值粒径, 以 mm 计; J 为河床纵比降, 以万分率计。

(二) 河床横断面河相关系

河床的横断面形态也很复杂, 如果我们不去研究微观局部地形, 而只考虑其平均情况, 也可用一些关系式来描述。前苏联国立水文研究所根据该国一些河流, 主要是平原河流资料整理得出如下宽深关系公式:

$$\frac{\sqrt{B}}{h} = \zeta \quad (5-34)$$

式中: B ——平河漫滩水位下的河宽, 以 m 计;

h ——平河漫滩水位下的平均水深, 以 m 计;

ζ ——断面河相系数, 对沙质河床 $\zeta = 2.75$, 易于冲刷时 $\zeta = 5.5$, 砾石河床 $\zeta = 1.4$ 。

我国长江、汉江和黄河一些河段的 ζ 值见表 5-6。

表 5-6 不同河型的 ζ 值

河 名	河 段 及 河 型	ζ
长 江	荆江、蜿蜒型河段	2.23 ~ 4.45
汉 江	马口至汉江河口, 蜿蜒型河段	2.0
黄 河	高村以上, 游荡型河段	19.0 ~ 32.0
	高村至陶城阜, 过渡性河段	8.6 ~ 12.4

南京水利科学研究院分析长江中下游河床宽深关系资料时, 认为造床流量下的稳定宽深比关系 ζ 决定于河床与河岸的相对可动性, 并提出如下公式:

$$\frac{\sqrt{B}}{h} = 4 \lambda_{uc}^{2.5} \quad (5-35)$$

式中: λ_{uc} 系水深为 1m 时, 河床物质与河岸物质起动流速的比值, 其值可通过试验求出, 也可选用有关起动流速公式计算求得。

横断面要素与水力因素有关。利奥波德利用美国西部河流的资料, 分析得出河宽、水深和流速与流量之间存在着简单的指数关系;

$$\left. \begin{array}{l} B = \alpha_1 Q^{\beta_1} \\ h = \alpha_2 Q^{\beta_2} \\ U = \alpha_3 Q^{\beta_3} \end{array} \right\} \quad (5-36)$$

式中: Q ——造床流量;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ ——系数;

$\beta_1, \beta_2, \beta_3$ ——指数;

由流量连续律, 系数和指数应符合下列条件:

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 = 1 \\ \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 = 1 \end{array} \right\} \quad (5-37)$$

根据我国游荡型河流平滩流量下的资料求得

$$\left. \begin{array}{ll} \alpha_1 = 23.7 & \beta_1 = 0.482 \\ \alpha_2 = 0.090 & \beta_2 = 0.332 \\ \alpha_3 = 0.469 & \beta_3 = 0.186 \end{array} \right\} \quad (5-38)$$

长江荆江沙市(弯曲)河段有下述关系：

$$\left. \begin{array}{l} B = 556 Q^{0.063} \\ h = 0.23 Q^{0.4} \end{array} \right\} \quad (5-39)$$

在实际工作中应该利用本河流或条件相类似河流上的实际资料对式(5-36)进行验证，并推求公式中的系数和指数。在选取与统计资料时应该注意的是，有关要素均须取相应于造床流量时的数值。

第四节 水利枢纽对河道演变的影响

前面我们所讨论的只限于天然情况下不同河型的河床演变过程。天然河流经常处于相对平衡状态，其河床演变一般说来比较缓慢，通常须经过相当长的时间才能达到可以觉察的程度。

随着社会生产的日益发展，为了除害兴利，人们对河流进行不同程度的改造，在河流上修建各种各样的工程设施，例如束窄河床、裁弯取直、护岸和挑流、引水分流及桥渡工程等。而最为常见，规模更大，对河道演变影响深远的，就是修建水库等水利枢纽。这些工程使河流的来水来沙条件及河流的边界条件发生变化，破坏了天然河流经过长期发展而建立起来的平衡状态。另一方面，河流的演变又具有平衡趋向性。因此，河流为了适应这种变化，必须调整自己的各项要素，使其在新的条件下，重新达到某种平衡状态，这个过程就是河流的再造床过程。与天然河流演变过程相比，一般说来，人类活动所引起的河流再造床过程的变化幅度和强度，都要大得多。这就为我们研究河床演变的规律提供了新的条件和良好机会。使人们可能收集到更丰富的实际资料，以便更深入地探讨河流变化的内在机理。同时，更重要的是，了解了这些规律将便于人们预见到修建水利枢纽后，对环境、工农业和航运等可能带来的影响，以便采取适当措施事先加以防范。

一、水利枢纽对上游河道的影响

水库是水利建设中最主要、最常见的工程措施之一。在河流修建水库后，一方面，人类获得了兴利的成果；另一方面，也扰乱了天然河流经水流泥沙长期作用形成的相对平衡状态，使水沙条件和河床形态重新调整。

(一) 改变河道原有自然形态

修建水库后，对上游河道来说，最明显的变化是新形成了明显不同的两个区段：

1. 常年库区

常年库区是自大坝上游至水库最低水位回水曲线端点之间较长的河段。虽然它仍保持明流的状态，但由于常水位抬高，水深增大，水面比降减缓，流速减小，水流的推移力和挟沙能力

明显降低,促使大量泥沙在库内淤积,在河道内形成不同形态的淤积体。在常年库区内河道演变不再具有原天然河流的演变特征,而是表现为以淤积为主的河道演变。而且,这种大范围的淤积将引起四个方面的问题:第一,由于淤积使有效库容和防洪库容损失,从而导致水库综合效益降低,其中某些效益甚至丧失殆尽;第二,淤积和回水上延,可能引起城市、工厂、农田的淹没和浸没;第三,坝前的建筑物也有泥沙问题,包括船闸和引航道的淤积、水轮机进口及渠道引水口进沙等;第四,对调节系数大的水库,淤积在一定程度上可能会加剧水库水质污染等。

2. 变动回水区

在水库最低水位和高水位两条回水曲线端点之间的河段称为水库变动回水区。当库水位较高时,变动回水区水深沿程增大较快,流速急剧减小,水流挟带的泥沙迅速沉积,该区段具有水库的特征,河床变形以淤积为主。在枯水期(或为防汛而腾出库容时),库水位很低,变动回水区恢复了原有河流状况,水流和泥沙运动又具有河道的特性,河床变形以冲刷为主。在高、低库水位之间,变动区回水上段有河流特性,而下段有水库特点,其范围则经常变动,因此本区段的水流和泥沙运动情况十分复杂。

(二) 对港口及航道的影响

1. 变动回水区内航道水深变浅,过渡段主槽摆动不定,浅点增多,流路紊乱,阻碍航行。
2. 水库水位消落过程中冲刷初期碍航严重,航道中常因形成大小沙包或因淤积物板结使船篙插不进、铁锚抓不住河底或形成跌水而形成几种特殊碍航现象,分别如“赶沙疙瘩”碍航、“铁板沙”碍航或“吊坎水”碍航等。
3. 泥沙淤积使港口码头前沿水深不足,装卸作业困难。
4. 河岸边滩的极细淤积物将造成机械进场、工人行走、货物堆存等困难。

二、水利枢纽对下游河道的影响

水库的修建必然要改变其下游河道的来水来沙条件,就会破坏原来河道长期形成的平衡状态,也必然会引起下游河道的再造床过程。这与水库中由于侵蚀基准面抬高而引起的河流再造床过程是有所不同的。

(一) 水沙条件的主要变化

1. 来水条件:一般说来,经水库调节,其下游洪峰流量减少,中水流量持续时间延长;枯水流量增大;年内和年际流量变幅减小,水流接近于恒定流的时间延长。若有流域引水时,进入下游河道的总水量还会有增减变化。但水电站常承担电网调峰任务,其下游流量、水位将因日调节而有剧烈而频繁的变化。

2. 来沙条件:蓄水初期,下泄沙量骤减,泥沙组成变细;随着库区淤积发展,进入下游河道的沙量逐渐增多;对于滞洪水库,进入下游河道的含沙量有所滞后,排沙时间延长。水库的运用情况不同,出库的水沙关系也多种多样,对下游水沙条件的改变程度差别很大。

(二) 对下游河道河床演变和港航工程的影响

1. 下游河床冲刷下切,水位下降,河床出现粗化现象。例如,葛洲坝枢纽建成以来,枯水期水位比设计低水位还低0.6m,使二、三号船闸的下闸首槛上水深达不到原设计值,影响大吨位船舶通过。

2. 随河床粗化及其抗冲力增强,河岸抗冲力相对变弱,导致河道侧向展宽。引起河岸崩塌,使堤岸险情增多,河道宽浅,洲滩多变,造成航槽不稳,港口淤塞。

3. 水位暴涨暴落,船舶难以航行。例如丹江口枢纽因日调节下泄的高峰流量是低谷流量

的5倍以上,其下游襄阳站水位日变幅达0.34m。广西融江受水电站调峰影响,融安站枯水期13h内水位变幅曾达0.99m。

4. 受水电站运行影响,枯水时间延长。

事实上,随着水库的性能、任务和调度运用方式的不同,其上下游水沙过程是多种多样的。实际的上下游河道的再造床过程要复杂得多,需要对具体的水库进行具体的研究。掌握和研究这些客观规律,便可以预报坝上下游河道的发展趋势和可能对航道及港口带来的问题,如沙洲浅滩的变化,航道港口的淤积,分汊和引水条件的改变,以及对防洪与河道整治工程的影响。同时,还使我们有可能更主动灵活地运用水库,调节水沙关系,尽量减少对上下游河道演变的不利影响。

第五节 河床演变分析

一、河床演变分析的基本手段

河道演变过程是一种极为复杂的现象,影响因素极其错综复杂,要作出精确的定量分析,现阶段仍有不少困难;但可以进行定性分析和对某些问题的定量分析。

河床演变分析是由河道历史演变过程推断其未来发展趋势的一种方法,主要适用于预测水流泥沙条件前后变化不大的河道在自然状态下的演变。值得指出的是,大量的天然河道,经过历史上漫长的演变过程,河床得到充分的调整,目前大多处于平衡和准平衡状态,其冲淤变化已较为缓慢且具有规律性。在此情况下,用河床演变分析方法预测其演变趋势,一般能满足工程需要。

实践中通常用以下几个基本手段对河道演变进行分析研究。

- (1) 对天然河道的历次实测资料进行分析;
- (2) 运用泥沙运动的基本理论和河道演变基本原理,对河床变形进行理论计算;
- (3) 根据模型试验的相似理论,通过河工模型试验,对河道演变进行预测;
- (4) 利用条件相似河段的实测资料进行类比分析。

在分析研究具体河段的河道演变时,以上方法可以单独运用,也可以联合运用,相互比较,以求得较为可靠的认识。一般对于重要河流的重大问题,有条件时都尽可能运用各种方法进行分析研究;对于次要问题,则往往仅采用上述(1)、(2)两种基本方法进行分析研究。

河床变形计算和河工模型试验问题,将分别在第七章和其他课程中作专门论述。

二、河床演变分析的基本原则

1. 河床演变分析一定要以河床演变的基本理论为指导。
2. 在河床演变分析中,一定要抓主要矛盾。
3. 河床演变分析的基础是天然河流的实测资料。
4. 资料收集应尽可能详尽可靠。

三、河床冲淤变化分析

河床演变分析的一个重要内容,是进行河床冲淤变化分析。通过这项工作找出河床变形的趋势和规律。目前的河床形态是河流在长期的历史发展过程中形成的。就研究的时段而

言,河床变形可分为历史演变和近期演变两种。历史演变是指河床形成和发展的漫长历史过程;而近期演变则是指近代(数年或数十年)的演变过程。两者有区别,但又不能截然分开,因为河床的近期演变是建立在历史发展过程的基础上的,而且其本身就是历史演变的某一阶段。因此,在进行河床演变分析时,又可分为历史演变分析和近期演变分析两类。由于河床的近期演变直接影响其未来的发展趋势,与工程有关,因而是分析的重点。

(一)历史演变分析

历史演变分析的基本方法,主要是根据所收集或绘制的该河段各个历史时期的图籍(地形图、河势图、航道图等)进行分析。分析时,先将历次测图绘成同一比例、按编年顺序排列对照,即可清晰地看出其演变趋势,并可确定该河段目前处于历史演变的何种阶段。当条件许可时,最好将历次测图按同一坐标系套绘在一张图上,即可作出平面或断面演变图。这样有利于直观地进行比较,更清楚地显示出河床演变的位置、规模和速度。

由图 5-37 可知:1795 年以前长江中游新堤河段为单一顺直河槽,深泓贴近左岸。后由于两岸土壤疏松易于冲刷,河床逐渐展宽导致水流分散,引起江心泥沙淤积,至 1868 年出现 4 个小沙洲。后来洪水期泥沙进一步落淤,小沙洲逐渐扩大增高,至 1927 年形成嘉鱼洲,演变为分汊河段,但深泓仍走左汊。其后,由于北岸设关收集上游下漂木材,木排终年不散,水流被压向南岸,使南岸进一步冲刷展宽,北岸则落淤变浅,使主流逐渐由左汊改走右汊。至 1959 年,江心洲进一步扩张增高,导致左汊淤废,右岸形成大边滩。这时,在上边滩与新堤洲之间形成过渡段浅滩,水深不足,枯季常影响通航。由上述分析,即可了解该河段分汊河段的形成、发展以及衰亡的全过程,对于了解该河段以后的演变具有重要意义。

此外,在河道历史演变分析中,航测照片的使用和地貌学的分析方法也有重要作用。因为在河床演变过程中,常会在地表留下各种特定标志,如牛轭湖、鬃岗地形、串沟和河流故道等。根据这些地形的分布和形成年代,即可恢复并描述河床演变的历史,并绘出相应的历史变迁图。图 5-38 就是根据这种方法绘制的长江下游镇扬河段历史变迁图。

(二)近期演变分析

河床近期演变分析对港航工程意义重大,是分析的主要内容,应尽可能详尽和准确。河床近期演变分析主要根据实测的河道地形图进行,同时还应利用当地和邻近水文站的实测水文泥沙资料。

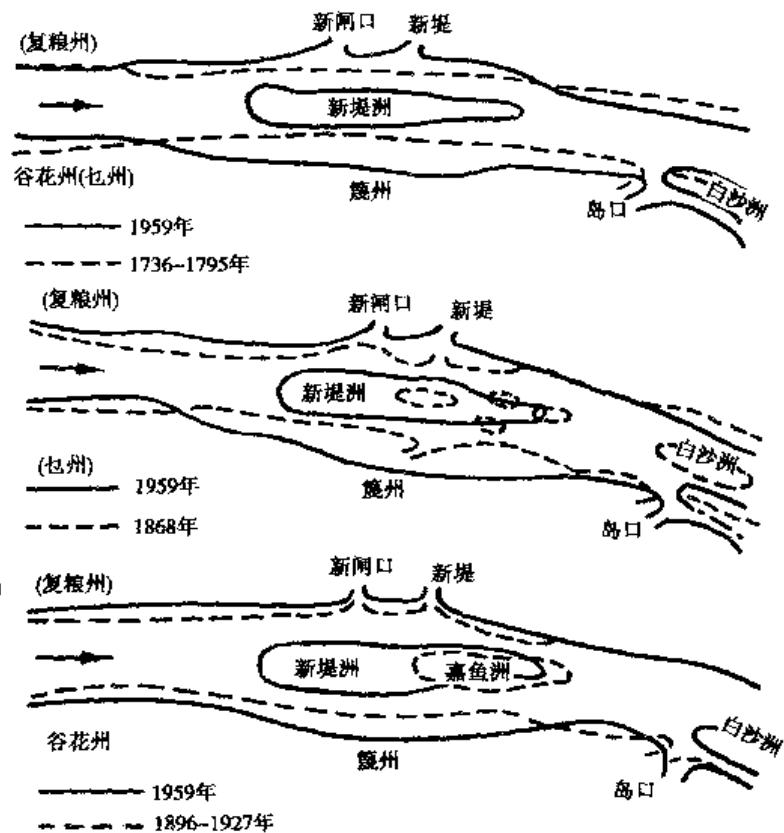


图 5-37 长江中游新堤河段历史演变图

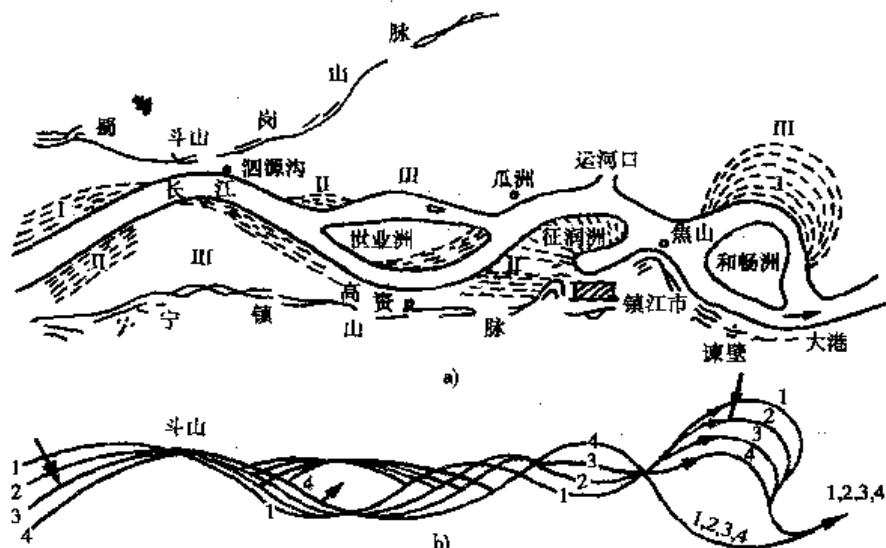


图 5-38 长江下游镇扬河段历史变迁图
a)综合图;b)近期河演过程;I-近期演变区域;
II - 中期演变区域;III - 早期河流活动区;1,2,3,4 - 时间顺序

1. 纵向变形分析

利用实测断面图或地形图进行该项分析。将历次纵断面绘于同一坐标图上,即可清晰地显示河床纵向的冲淤变化状况。图 5-39 为长江中游某河段深泓线纵剖面变化。由图可知,自 1954 年以来,该河段深泓线河底高程除 4 号断面在 1971 年有少量淤积外,其余各断面不断下切,为单向冲刷变形。

利用水文资料也可推测河床冲淤变化情况。绘制历年枯水期平均水位变化过程图,如水位逐年上升,则河床不断淤积;如水位逐年下降,则河床不断冲刷;如水位交错升降且变幅不大,则河床处于动平衡状态。一般而言,平均枯水位的变化幅度反映了河床冲淤厚度的大小。图 5-40

为黄河下游洛口站历年枯水流量下的水位变化图。由图可知,1920 年至 1938 年水位不断上升,河床淤高;1954 年后水位不断下降,河床冲刷。此外,绘制历年水位流量关系曲线,比较相同流量下水位变化规律,亦可大致反映河床的冲淤变化。如水位不断上升则河床淤积,水位不断下降则河床冲刷,变化幅度亦大致

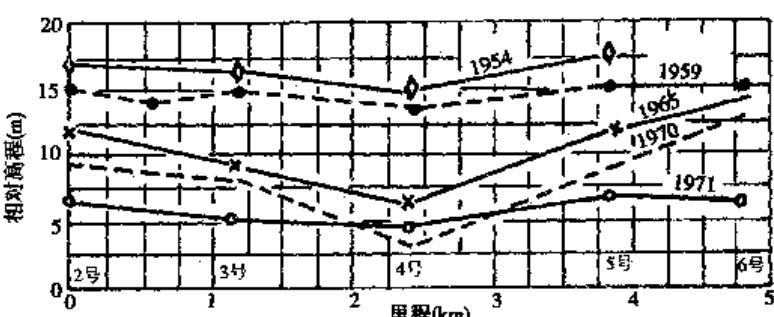


图 5-39 长江中游某河段深泓线纵剖面变化

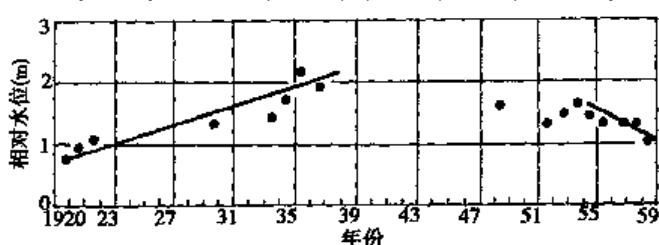


图 5-40 黄河洛口站历年枯水流量时水位变化图

反映冲淤厚度。

2. 平面变形分析

分析河道的平面变形,应大量收集历年河道地形以及各种有关河道变迁的历史资料。分析时,先对资料进行审查整理,缩放成统一比例。如河道地形复杂,还应去粗取精,以免套绘后过于复杂,不利于分析。套绘时,还应

注意资料的代表性、对应性和准确性。套绘地形的范围，则视所研究的问题而定。

图 5-41 为长江下游镇扬河段两年河势的套绘图。比较图中的河势变化，明显看到 1952 年

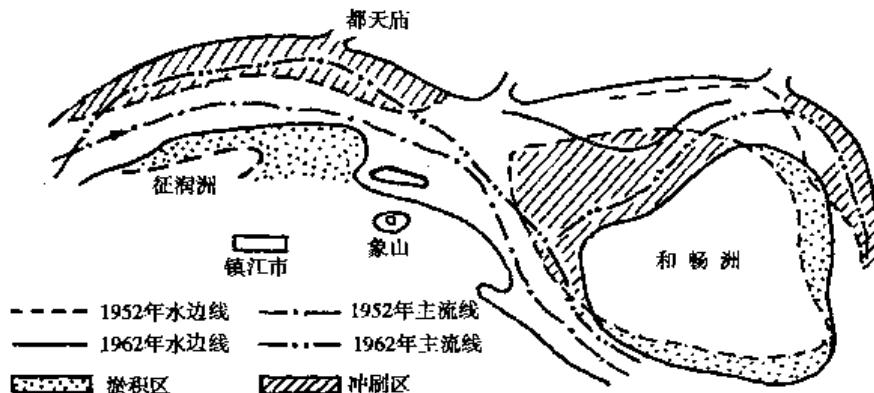


图 5-41 长江镇扬河段平面变迁图

至 1962 年这 10 年间，都天庙弯道凹岸冲刷与征润洲凸岸淤积息息相关。和畅洲洲头不断坍塌后退，洲身和洲尾则不断淤宽下延，但速度不同，前者快而后者慢。分析图中两年主流线的变化，可清楚地看到，上述冲淤演变过程，与主流线的变化关系密切。主流线向凹岸移动，引起凹岸冲刷和征润洲淤积延伸。而都天庙弯道的坍塌，又使主流线不断下移，造成和畅洲洲头的不断坍塌后退。经过这样比较分析，镇扬河段的 10 年演变规律就可一目了然。在分析过程中，根据河岸线位移情况、深泓线变化速度、边滩移动范围等，可对河床冲淤变化做出粗略的定量分析。必要时，为了了解河床冲淤变化数量在平面上的分布，可以根据前后两次实测河道地形图绘制表示河床变形强度的冲淤等值线图。图 5-42 为某河段冲淤变化及其强度在河床各处的平面分布。

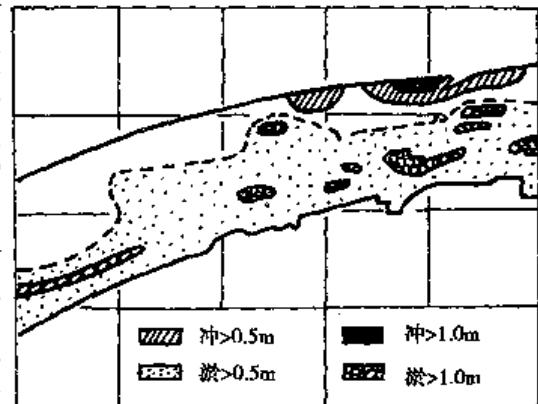


图 5-42 冲淤变形强度分布图

四、来水来沙条件分析

来水来沙条件是影响河床演变的主要因素。要弄清河床变形的原因，应对河流来水来沙条件进行详尽的分析，找出其本身的变化规律及其对河床冲淤变化的影响，这样才能确定河床演变的原因和规律。来水来沙条件分析的主要依据是河段本身和附近相关水文站的实测资料。在分析之初应根据需要对资料进行选择、加工和整理，制成各种图表、曲线备用。这些曲线可显示来水来沙条件自身的变化规律，将其与河床冲淤变化过程对照研究，即可找出其内在联系。分析中应注意如下几个问题：

(一) 确定水文年类型

水文资料一般序列较长，我们不可能逐年都分析，因此应选择具有代表性的水文年，并确立水文年的类型，然后进行分析。可根据实测资料，统计年径流量和输沙量特征值，绘制年径流量和输沙量离均值和累积离均值逐年变化图。从图中水量、沙量的逐年变化特性，来确定各水文年的典型特征，如丰水丰沙、中水枯沙、枯水枯沙等，并可确定水文要素的变化周期。图 5-

43 为长沙下游大通站历年水量、沙量变化图。由图可知,1954 年为丰水枯沙年,1961 年为中水中沙年,1958 年为枯水丰沙年。

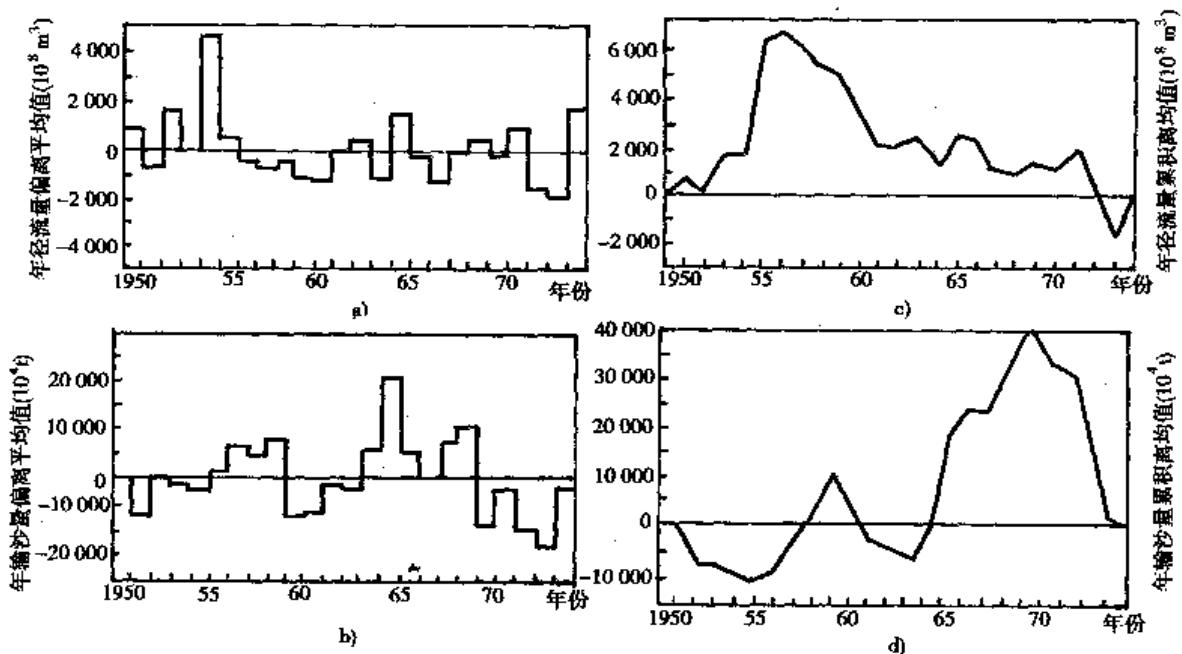


图 5-43 长江大通站历年水量、沙量变化图

a) 水量离均值; b) 年输沙量离均值; c) 水量累积离均值; d) 沙量累积离均值;

(二) 来水来沙条件的多年周期变化特性

河流的水文泥沙要素具有多年的周期性变化规律,与此相应,河床演变也具有多年的周期性变化规律,一般在洪水较大的年份,河床冲淤变化剧烈,河床形态改变显著。但在随后若干中、枯水年份,河床又缓慢调整,力求恢复原有的平衡状态。如长江 1954 年特大洪水,含沙量又特别小,造成中、下游顺直微弯河道普遍冲刷,边滩缩小或消失,深槽刷深、浅滩改善,河床剧烈变化;但分汊河段则普遍淤积,浅滩恶化。随后从 1955 年到 1961 年为连续枯水年份,河床又逐渐调整恢复到原来的准平衡状态。

(三) 来水来沙条件的年内周期变化特性

河流水文泥沙还有明显的年内周期变化规律,与此相应的是河床形态年内也具有规律性的周期变化。在航道工程中,河床的年内周期变化直接影响通航,常是分析的重要内容。如正常浅滩洪水淤积和枯水冲刷的演变规律,弯道洪水取直和枯水坐弯的变化规律就是典型例子。因此,为了掌握局部河段的年内演变规律,必须弄清来水来沙条件年内周期变化的特性。为此,常根据实测资料绘制年内水位、流量、含沙量和河底高程的变化过程线,对照进行分析。

五、河床边界条件分析

河床边界条件是决定河床演变的重要因素,因而也是河床演变分析的重要内容。边界条件的复杂多样往往造成河床演变的复杂多变。河床的边界条件大体上可以分为地质和地貌两个方面。

(一) 地质资料分析

首先进行实地踏勘,取样和钻探,收集实际资料,然后绘制相应的地质图表,显示其平面和剖面的变化特性。其基本内容应有河床表层和不同深度处床沙的平均粒径、颗粒分配曲线、地

质平面及剖面图。然后与河床冲淤变化情况对照分析，即可明确其相互间的关系。

当河床由松散细沙组成时，河床演变将比较剧烈，河床不稳定；当河床由原状粘土、卵石或者原生基岩构成时，河床演变就比较缓慢，河床就稳定。图 5-44 为长江中游团风河段地质剖面图。由图可见，左右岸汊道河岸有部分粘土，抗冲能力强，因此河岸较稳定；而河道中部主槽内，河床由深厚的中细沙、粉壤土和沙壤土组成，使得河床冲淤剧烈，不易稳定。

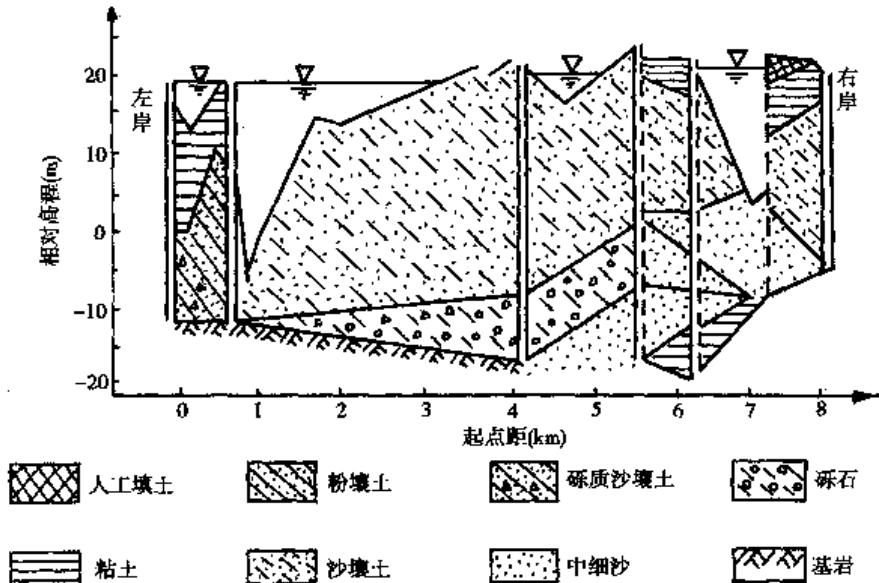


图 5-44 长江中游团风河段地质剖面图

(二) 地貌资料分析

根据河道地貌图，与河床冲淤变化对照分析，可以发现地貌对河床演变也有显著影响。在分析时要特别注意阶梯地形、卡口、突嘴、堤防、河漫滩以及其他建筑物的形态、分布状况及其对河床演变的影响。

中国科学院地理研究所发现，长江中下游 41 处分汊河段，大多位于地质构造相对凹陷的地段。在这些地段，由于长期的演变发展，低凹处形成冲积平原，地势较高处保持丘陵地貌，使河流交替通过丘陵和平原。而丘陵常在河流两岸形成节点，即河岸两侧存在耐冲的岩层或粘土层，使河床受到节制。节点处水流集中，河床窄深；而在节点之间的冲积层上，河床所受限制作用弱，水流分散，河床宽浅。当节点间距适中时，河流没有充分回旋余地，常在宽浅段形成江心洲，演变成分汊河段。

六、水流泥沙运动特性分析

水流与河床的相互作用，是通过泥沙运动实现的。因此，在进行河床演变分析时，还应十分注意水流和泥沙运动的特性及其对河床冲淤变化的实际影响。

水流泥沙运动特性的分析资料，是在河段内进行专门观测经整理得到的。根据需要，可以绘制各种水流泥沙因子在空间（包括沿水深、河宽、流程几个方向）和时间上的分布图以及各因素的相关图。从中找出它们自身的变化规律、相互关系，并分析其与河床演变的内在联系。这些资料一般有：泥沙特性（包括粒径、含沙量、输沙率、挟沙能力等）和水流特性（包括水位、纵横比降、流速、流向、水深、水面宽度、流量等）两大类。这些图可以分别绘制，也可绘制在同一比较图上，以利于分析，如图 5-45 所示。

分析套绘的水流动力轴线图，可以找出水流最大动量位置的变化规律。动力轴线经过处

河床常被冲刷成深槽，由其变化可知深槽位置的变化。动力轴线贴近河岸处一般强烈冲刷；而其远离河岸处则易淤积成边滩。水流的输沙能力与流速的高次方成比例，因此，由流速或比降在空间和时间上的分布规律，可分析出泥沙运动的主要分布区域、运动方向和年内分布的变化，从而确定其对河床演变的影响。图 5-46 为长江中游某浅滩 1961 至 1962 年的水力、泥沙要素和浅滩高程变化过程线。分析该图可知：该浅滩比降涨水期减小，退水期增大；含沙量过程线与洪峰过程线一致，且沙峰先于洪峰，这有利于减少汛期淤积。枯水期含沙量近于不变而比降增加故有利于浅滩冲刷。同时发现床沙涨水期细化、河床抬高；退水期则相反，且洪水期床沙与枯水期悬移质粒径相近，说明该滩涨水期淤积，枯水期冲刷，输沙作用强。而多年实际观测证明上述分析十分符合实际，该滩枯水期航道条件良好，利于船舶航行。

用这种方法，分别进行水力、泥沙、河床形态沿时程、流程和河宽三个方向变化规律的分析，常可清晰地判明在各种水流泥沙条件下，河床演变的特点和规律性。

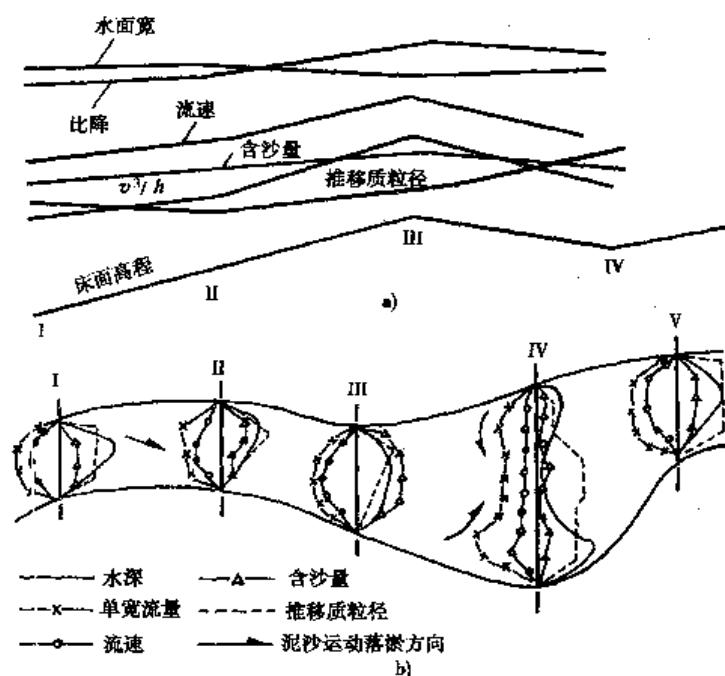


图 5-45 水流泥沙特性因素空间变化的比较
a)沿程变化；b)平面分布

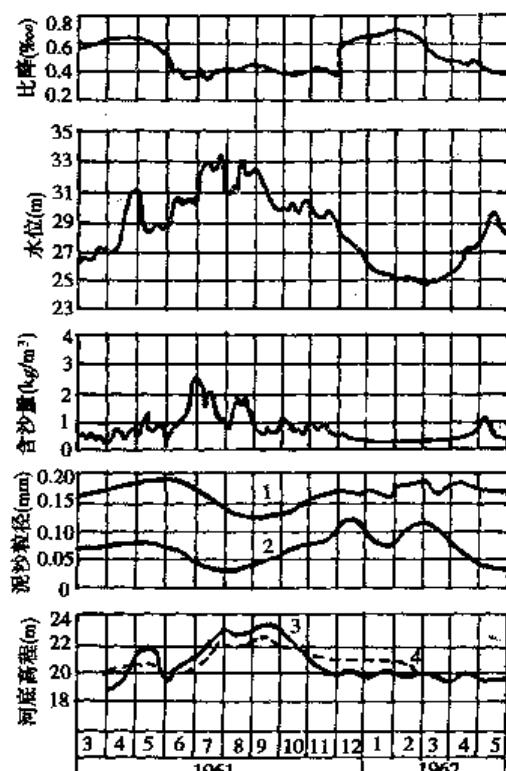


图 5-46 长江中游某滩水力泥沙要素与河床高程随时间变化过程
1-床沙；2-悬移质；3-滩顶高程；4-浅滩段平均高程

七、河床演变的综合分析

以上就各个单项介绍了分析的基本方法。但各方面资料的单项分析，相对而言是孤立的，还不能了解它们相互间的联系及其对河床演变的综合作用，因此仍然不能完全解决预报河床变形总趋势的问题。故在分析各方面资料的基础上，还应将它们放在一起进行综合分析。基本的方法是：由已经产生的河床冲淤变化的现象、过程和结果去找原因，确定各因素对河床演变的影响程度和相互关系，分清主要因素和次要因素。然后找出并确定各主要因素在未来一段时间的变化趋势，并由此分析其对河床演变的影响，预报河床演变趋势。这一过程称为河床

演变的综合分析，只有通过综合分析后，才能对河床演变有一个全面的认识和了解，并作为河道治理与开发的重要依据。

思 考 题

1. 河床演变的基本原理是什么？
2. 河床演变的类型有哪些？
3. 影响河床演变的因素主要有哪些？为什么说分析河床形态对于进行航道整治有特殊的意義？
4. 山区河流与平原河流在河谷形态及水流特征上有何不同？
5. 顺直(微弯)型、弯曲型、分汊型、游荡型四种河道的特征及其主要演变规律有何不同？
6. 弯道水流运动有何特点？产生这些特点的原因是什么？
7. 什么是水流动力轴线？水位变化对弯道水流动力轴线有何影响？
8. 分汊河道是怎样形成的？如何分类？
9. 在汊道分流区和汇流区水流泥沙运动有何特点？
10. 为什么河道分汊后，河道中的水深比分汊前的水深小？
11. 浅滩的类型有哪些？浅滩演变的主要特点是什么？
12. 河相关系指什么？表达的意义是什么？不同河型的河相关系有什么不同？
13. 水利枢纽对其上下游河道有哪些影响？
14. 河床演变分析为什么能定性预报河床变形趋势？试述河床演变分析的基本原则。
15. 河床演变分析的基本资料、基本内容、基本方法和步骤是什么？

第六章 潮汐河口的水流泥沙特点及河床演变

河口区是指河流与受水水体的接合地段。受水水体可以是河流、湖泊、水库和海洋；内陆沙漠内的“干旱三角洲”也可以认为是一种特殊的受水水体。于是，河口可以有：1. 支流河口；2. 入湖河口；3. 入库河口；4. 入海河口；5. 干旱三角洲。当河流注入有潮海时，由于受潮汐作用的影响，故常称为潮汐河口。本章主要介绍入海河口，即潮汐河口的水流、泥沙运动特点及其河床演变特征。

普瑞特查尔德(D. W. Pritchard)曾对入海河口作如下的定义：入海河口是一个半封闭的沿海岸水体，与开放海域自由连通，其中的海水被从内陆来的淡水显著地冲淡。潮汐河口是河流从内陆向海洋的过渡地段，既有内陆河流的特征，如径流的洪、中、枯水期的季节变化；又有海洋的某些特征，如大、中、小潮的变化和潮汐引起的水位涨落与流速流向变化；而且还受风浪的作用，大风时会产生增水和减水。同时，在河口区，由于海水与淡水的密度不同，二者在此交汇时，存在盐淡水混合和盐水入侵的问题。潮汐河口区的泥沙运动也很复杂，既有内陆来沙，也可能有海域来沙，在河口区河水、潮流、盐水楔、波浪以及增减水等多种变化的动力因素作用下，其泥沙运动规律与内陆河流有所不同。另外，在较大的河口，地球自转引起的科氏力的影响也不容忽视。因此，潮汐河口区的动力因素具有多样性和多变性的特点，从而使潮汐河口区的河床演变规律变得非常复杂。

第一节 潮汐河口的分段和分类

一、潮汐河口的分段

潮汐河口区是河流注入到海洋的过渡区域。在此区域中，海洋和河流的动力因素都存在并同时起作用，相互消长，形成了特殊的河床演变过程。通常，在河口区的各动力因素中，河川径流（简称山水）和外海侵入的潮流所起的作用居主导地位。当然，在河口区各区段，海洋因素和河流因素各自所起作用的大小是不同的，其河床形态和演变也不同。

河口口门通常是指河口段多年平均中潮位水面纵坡降线与平均海平面交点所在位置，也有人把三角洲海岸、岛岸或沙坎的临海端的入口处作为口门。如图 6-1 所示，当外海潮位升高时，潮波便进入口门而上溯，同时水质点也向上游方向运动而形成涨潮流。在潮波和潮流上溯的过程中，既受河床阻力的影响，又受径流下泄的阻碍，潮汐的能量逐渐消耗。当潮波推进到达某一地点时，涨潮流速和径流下泄流速相抵消，潮水便停止倒灌，此处称为潮流界。潮流界以上潮波仍继续上溯，但由于受河水的阻滞，潮波波高急剧减小，

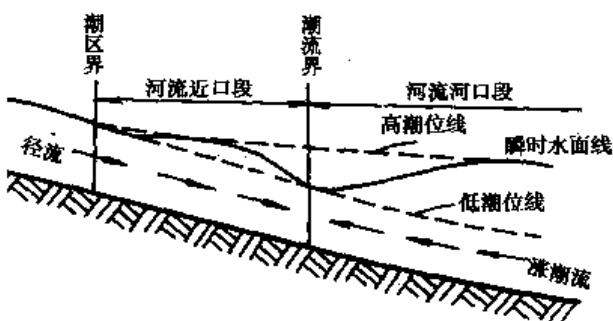


图 6-1 潮区界和潮流界示意图

直至潮差等于零，此处称为潮区界。潮区界以上，河水运动不受潮汐影响。潮流界和潮区界的位置并非固定不变，而是根据外海潮差大小和径流量大小而有所变化。自口门到潮区界之间的河段称为感潮河段。

根据动力和地貌特征，可以把河口区分为以下三段（图 6-1 和图 6-2）：

1. 河流近口段 自潮区界起至潮流界称为河流近口段。该区段河水受潮汐影响，有潮位涨落变化。河道中水流为单一向海流动，地貌上呈河流形态。

2. 河流河口段 自潮流界起至口门称为河流河口段。这段中水流呈双向水流，即既有径流下泄，又有潮流上溯，水流变化比较复杂，河床不稳定。地貌上表现为河道分汊、河面展宽、出现河口沙岛或沙坎等。

以上两段又合称为河流近海段。

3. 口外海滨段 自口门起至水下三角洲的前缘急坡止，这里以海水作用为主，除潮流外，还受波浪及海流的影响。地貌上表现为水下三角洲或沙洲浅滩分布等。

河口区的分界点的位置也并非固定不变，而视径流与潮汐的对比情况而定。

河口区以外为口外海区，在洪水季节，这里的海水也会被河水显著地冲淡。

二、潮汐河口的分类

由于每个河口所处的自然条件不同，各个河口所表现的形态以及动力与来沙等特征也不相同。为了便于认识和研究河口的特点和掌握其演变规律，可根据其表现特征进行分类，较常见的有以下几种分类法。

（一）按河口的形态特征分类

这种分类法将河口分为三角洲河口和三角港河口，前者是大陆突出到海洋中形成的三角形泥沙堆积体，后者则是海洋伸入大陆内部形成的漏斗状河口，其平面形态分别如图 6-2 的 a)、b) 所示。

1. 三角港河口

这种河口平面外形呈喇叭口或漏斗形状。当河流来水的含沙量较小，河口区又有较强的潮流和沿岸流可以把泥沙带走时，往往会造成单一的、河道向口外方向逐渐放宽而水深逐渐增大的喇叭形河口。我国的钱塘江河口、英国的泰晤士河河口等属于此类。

2. 三角洲河口

当河流来水含沙量较大，而潮汐不是很强，潮流和沿岸流不能将河流运来的泥沙带走时，在河口区就容易淤积成沙滩。沙滩逐渐淤高，就会被冲积成许多放射状的汊道，而各汊道口外又会形成沙滩，如此逐渐发展下去，就会形成扇形的分汊式河口，即三角洲河口。我国的黄河、长江、珠江，欧洲的多瑙河，非洲的尼罗河，北美洲的密西西比河等河口属于此类。

三角洲河口又可按其外形而分为鸟趾状三角洲河口和圆弧状三角洲河口等，前者如密西西比河河口，这类河口外海动力作用较弱，各条支汊都能较迅速地向前淤长，而各汊之间的

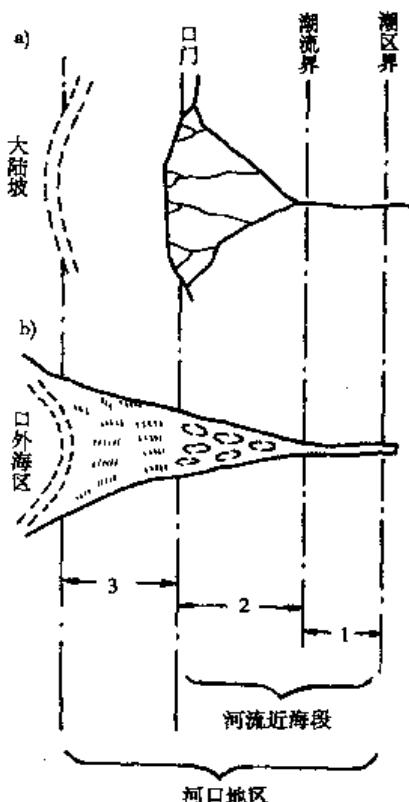


图 6-2 河口区分段示意图

a) 三角洲；b) 三角港

1-河流近口段；2-河流河口段；3-口外海滨段

海域却来不及淤填,如图 6-3 所示;后者如我国的黄河口、长江口、珠江口等,这类河口流域来沙丰富,而口外海洋动力作用较弱,以致三角洲呈扇形全面向海推进。

实际上,圆弧状三角洲河口的外形也是多种多样的,如长江口属于一种过渡类型,而黄河口有许多轮番兴衰的辐射状入海汊道。有时同一河口的不同部位可以呈现不同的类型,例如珠江河口是由西江、北江、东江、流溪河和潭江等组成的,从总体上看属于圆弧状三角洲河口,但其左右两翼的珠江干流和潭江却具有三角港河口的性质。

(二) 按河口区的动力和来沙特征分类

黄胜等认为河口区的河床演变特点主要取决于径流与潮流强弱的对比和泥沙的来源及数量,以及河口区的地质地貌等条件,据此将我国的潮汐河口分为以下四类。

1. 强潮海相河口 这类河口以钱塘江口为代表,其特点是潮流强,泥沙主要来自口外海滨,平面外形呈喇叭形,盐淡水混合对泥沙运动的影响小,强潮可以把泥沙推向口门内形成沙坎。

2. 弱潮陆相河口 这类河口以黄河口为代表,其特点是潮流弱,河流流域来沙十分丰富,河口区河道易于改道,常形成圆弧状三角洲,各汊道口门附近都有拦门沙。

3. 湖源海相河口 黄浦江、浏河、射阳河等河口属于这种类型。其特点是河川径流经过上游湖泊或河网的调节,变幅甚小,潮差中等,流域来水来沙甚少,泥沙主要来自口外,在口门附近常形成拦门沙,河道形态沿程变化小,河线比较弯曲。

4. 陆海双相河口 长江口、辽河口、瓯江口、闽江口等河口属于这种类型。其特点是陆域来沙和海域来沙都较丰富,径流和潮流的力量相当,口门处常形成拦门沙,口内也可形成沙坎。这种沙坎可能是盐淡水混合作用影响泥沙运动而形成的,也可能是径流带来的粗颗粒泥沙在过渡段的集中淤积,后者一般发生在山区河口。

(三) 按潮汐强弱分类

习惯上常称潮差大于 4m 的为强潮河口,2~4m 的为中潮河口,小于 2m 的为弱潮河口。

此外,尚有从其他角度进行分类的,例如按盐淡水混合程度分类等。



图 6-3 鸟趾状三角洲河口

第二节 潮汐河口区的水流特性

一、河口区的潮波及潮流

(一) 河口区潮汐的基本特征

河口区水流受径流和潮汐的共同影响,情况较复杂,现简要介绍河口区潮汐的主要特征。

1. 在河口口门处,水面呈周期升降,这是受外海潮汐影响的缘故。在实际河口中,应根据具体情况选用合适的潮型。本节在作理论分析时,采用简谐函数来表示潮波特征。

2. 不论是全日潮或半日潮,其潮波周期 T 总是较长,潮波波长 L 可达数百公里,远大于波高(以 $2a$ 表示, a 为振幅),属浅水长波。其波速 c 可用下式计算:

$$c = \sqrt{gh} \quad (6-1)$$

式中: h 为水深; g 为重力加速度。

潮波周期为

$$T = L / c \quad (6-2)$$

在断面均匀,无限长河道中前进的潮波可以写成一种简谐波,即

$$\xi = a \cos(\sigma t - kx) \quad (6-3)$$

式中: ξ 为波面至静水面的垂直位移; 波动角频率 $\sigma = 2\pi / T = kc$; 波数 $k = 2\pi / L$ 。式(6-3)表示波形呈周期性变化,即水平距离 x 每隔一波长 L ,或时间 t 每隔一波周期 T ,波形就重复再现,故潮波为前进波。在 $x = 0$ 及 $t = 0$ 时,其最大振幅为 a ,潮差为 $2a$ 。

3. 潮波在河口区内传播是非常复杂的不恒定流运动,支配它的动力因素主要有重力、惯性力、摩擦阻力。当河口区河宽较大时,地球自转的影响,即科氏力也应考虑。

4. 潮波进入河口口门后继续向上游推进,其推进的情况如图 6-4 所示。图中表示潮波的曲线是把河口区沿程各站同一时刻的潮位连接而成的。其特点是:河口区同一时刻的水面是一条曲率很小而向上游方向运动着的波面;同一地点的水位随时间而呈周期性的变化,潮波曲线在河口口门以外时呈对称形,在进入口门而向上游传播的过程中,由于边界反射及摩阻的影响,潮波逐渐发生扭曲变形,潮差逐渐发生变化,最后减小至零。潮波向上游传播影响所及之处,即为潮区界。将河口区各处的高潮位和低潮位分别相连,可得高潮位线和低潮位线。高潮位线与低潮位线之间的范围称为潮棱体或潮水域。

5. 河口区潮流的强弱可以用进潮量来衡量。影响进潮量的因素主要是潮差、径流量和河槽容积。例如,钱塘江口在澉浦潮差相近的情况下,洪水季节通过某断面的进潮量仅为枯水季节的 $1/5$ 。

6. 河口区有潮波变形。潮波变形是指潮波在河口区传播过程中,其潮差、涨落潮历时、潮位与潮流速过程线之间相位差沿程变化的现象。在口外,涨落潮历时基本相等,潮波属前进波。由于径流顶托和河口地形影响,潮波在传播过程中,出现能量的消耗、反射和集中,引起了复杂的潮波变形过程。主要表现在:

(1) 潮差的变化。河口平面形态对潮波能量的反射与集中起很大作用。对于宽度和深度逐渐变化的河口,如长江口,潮波在传播过程中反射较少,主要受地形摩阻的影响,能量损耗,潮差沿程减小。对于喇叭形河口,如钱塘江河口,潮波自口外向口内传播时,受两岸约束与潮波反射,能量集中,潮差沿程增加;但经过一段距离后,水深愈来愈小,底部摩阻使潮波能量的损耗愈来愈大,潮差转而减小。

(2) 涨落潮历时不对称。潮波进入河口后,由于波峰水深大,传播快;波谷水深小,传播慢,因而潮波上溯过程中会产生前坡变陡,涨潮历时缩短;后坡趋坦,落潮历时加长的变形。潮差愈大,低潮水深愈小,则涨落潮历时愈不对称。

(3) 潮流速和潮位过程曲线出现相位差。流速和潮位曲线出现相位差,很大程度上取决于反射波的作用。无反射时为前进波,潮流速和潮位曲线相位一致,最高与最低潮位时分别出现最大流速,中潮位时潮流速为零,称为憩流或转流,见图 6-5a);完全反射时为驻波,二者相位差

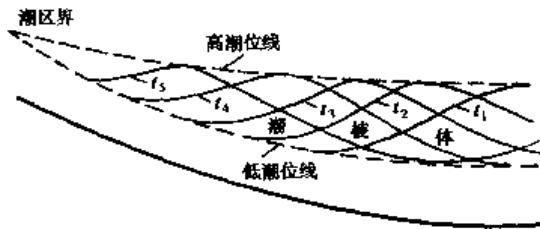


图 6-4 河口区潮波运动示意图

90°，转流出现在高潮位或低潮位附近，如图 6-5b)；一般情况介于前进波和驻波之间；由于相位差的存在，使最大涨(落)潮流速先于最高(低)潮位出现，见图 6-5c)。在一般河口潮波的情况下，按潮位涨落和潮流变化的相互关系可将潮流过程分为：落潮涨潮流、z 落潮落潮流、涨潮落潮流、涨潮涨潮流四个阶段，分别相应于图 6-5c) 中的 a—b, b—c, c—d, d—e 四段。

表 6-1 为长江口和钱塘江口潮汐要素的沿程变化。绿华山是两个河口共同的口外边界。由表 6-1 可见，在口外绿华山，涨落潮历时基本相等；到口内，涨潮历时沿程缩短，落潮历时沿程延长。由于两个河口平面形态不同，长江口潮差沿程减小，钱塘江河口的潮差先增后减。图 6-6 为长江口内沿程各站的潮波变形情况。

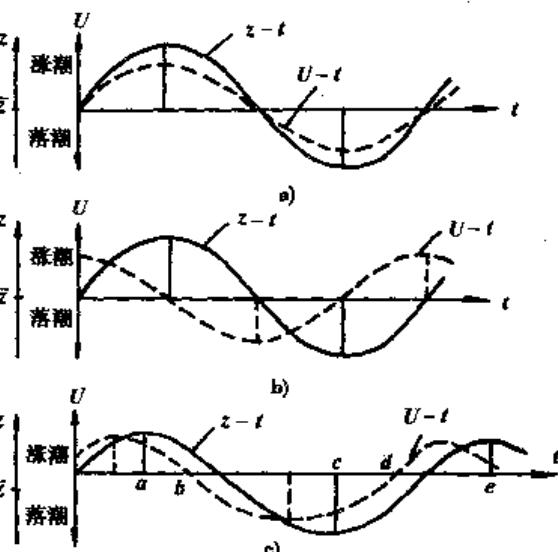


图 6-5 河口潮位及潮流速过程线

a) 前进波；b) 驻波；c) 河口一般潮波；z-潮位；U-潮流速；t-时间；z-中潮位

长江口与钱塘江口各站潮汐要素

表 6-1

河口名	站名	距绿华山(km)	潮差(m)	涨潮历时(h:min)	落潮历时(h:min)
	绿华山	0	2.68	6:18	6:07
长江口	吴淞	127	2.35	4:33	7:52
	七丫口	164	2.30	4:14	8:13
	徐六泾	198	2.05	4:16	8:08
	江阴	284	1.65	3:41	8:45
钱塘江河口	金山	127	3.99	5:16	7:14
	澉浦	172	5.45	5:29	6:55
	海宁	219	3.54	2:20	10:06
	闸口	264	0.49	1:38	10:46

在有的三角港河口中如潮波变形过于剧烈，当潮差与低潮水深比大到一定程度后，低潮传播速度慢，会被后一个高潮赶上，形成类似移动水跃的涌潮。涌潮是一种不连续波，它的前坡极陡，状似直立，以高速向上游推进，水位上升极快，上升速度可达 30~40cm/min，涌潮传播速度最快时可达 10m/s 以上，对护岸工程和河道稳定有极大破坏性，对航运十分不利，我国钱塘江涌潮是很著名的，可称世界奇观。

(二) 一维潮波的基本方程

在进行理论分析时，将河口假定为理想情况，即忽略摩阻力、引潮力、科氏力及径流等因素的影响，并假设河口段为矩形断面，河宽为 B 、平均水深为 h ，相对于平均海平面的水位变化为 $\pm \xi$ ，还假定潮汐振幅相对于水深为小值，潮流速沿水深为均匀分布。于是，可写出一维潮波的运动方程和连续方程为

$$\frac{\partial U}{\partial t} + g \frac{\partial \xi}{\partial x} = 0 \quad (6-4)$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} + h \frac{\partial U}{\partial x} = 0 \quad (6-5)$$

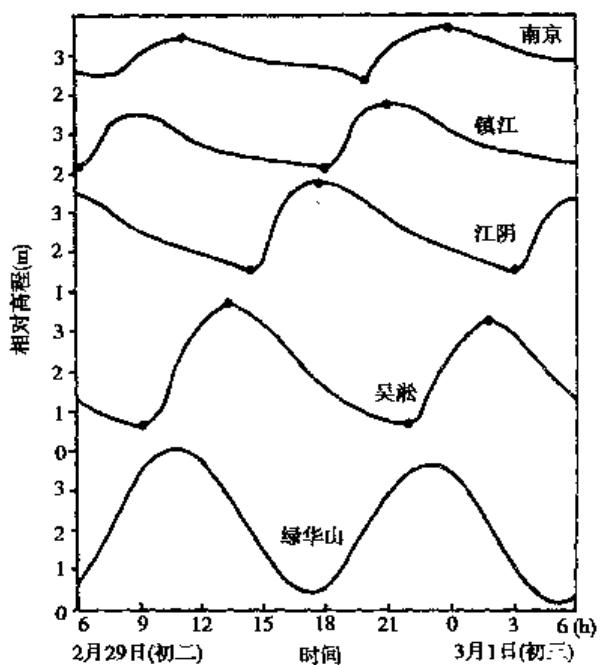


图 6-6 长江口内潮波沿程变形

将式(6-4)对 t 取偏微分, 式(6-5)对 x 取偏微分并乘以 g 后, 两式相减得

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = gh \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} = c^2 \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} \quad (6-6)$$

用类似方法可得

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} = gh \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} = c^2 \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} \quad (6-7)$$

以上两式即为一维潮波的基本方程式, 对前进波和驻波都适用。

(三) 在无限长而断面均匀河道中推进的潮波——前进波型潮波

对于在断面均匀、长度无限的河道中推进的长周期波, 可以用如式(6-3)所示的简谐函数描述。将式(6-3)代入式(6-5)中, 积分可得

$$U = \frac{a}{h} \frac{\sigma}{k} \cos(\sigma t - kx) \\ = \frac{a}{h} c \cos(\sigma t - kx) = \frac{\xi}{h} \cdot c \quad (6-8)$$

此式描述的为前进波型潮波, 潮流流速与潮位的相位相同, 如图 6-5a) 所示。其特征是在高潮位时潮流流速分别达到最大, 高潮位时潮流流向与潮波传播方向一致, 为涨潮流; 低潮位时反之, 为落潮流。涨潮流速在高潮后随潮位的下降而减小, 至潮位到达平均海平面时潮流流速为零, 称为转流或憩流。从式(6-8)可知, 潮流流速的最大值 U_{\max} 为

$$U_{\max} = a \cdot c / h \quad (6-9)$$

(四) 在一端封闭河道中运动的潮波——驻波型潮波

当河道的一端封闭, 例如建有挡潮闸时, 前进波在闸前就产生完全反射, 由周期、振幅相等而运动方向相反的两个潮波叠加而形成驻波, 如图 6-7 所示。在闸前, 即 $x = 0$ 和距离为 $L/2$ 的整倍数处为波腹点, 最大振幅为 $2a$, 潮流速为零; 在 $x = L/4$ 及其奇数倍时, 为波节点, 振幅为零, 潮流速最大。驻波的波面方程式为

$$\xi = \xi_1 + \xi_2 = a \cos(\sigma t - kx) + a \cos(\sigma t + kx) = 2a \cos \sigma t \cos kx \quad (6-10)$$

于是, 由方程式(6-5)可以得出

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = -h \frac{\partial U}{\partial x} = -2a \sigma \sin \sigma t \cos kx$$

$$U = 2 \frac{a}{h} \sigma \sin \sigma t \cos kx \quad (6-11)$$

因而, 振幅和流速的相位角相差 90° , 见图 6-5b)。如图 6-7 所示, 在闸前, 即 $x = 0$ 处, 可出现最高水位, $\xi_{(0)\max} = 2a$; 而在口门处, 即 $x = -l$ 处, 当 $t = 0$ 时, $\xi_{(-l)\max} = 2a \cos kl$ 。当 $t = 0$ 时, 在式(6-10)中 $\cos \sigma t = 1$, 故在河道中各处都出现高潮位。

(五) 在断面渐变河道中的潮波运动

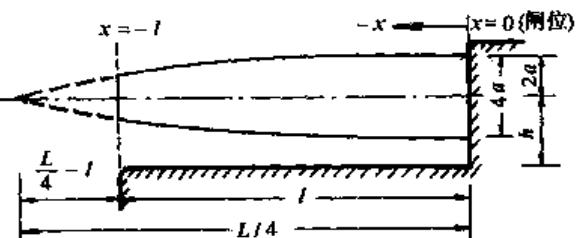


图 6-7 河口建闸出现驻波示意图

在此,我们忽略摩阻力、科氏力及反射等影响,于是可以认为在潮波传播过程中,能量没有衰减。根据能量守恒定律,可求出河道宽度、深度变化对潮波振幅的影响。前进波的波能可以用单位表面积的能量 E 表示:

$$E = \frac{1}{2} \rho g a^2 \quad (6-12)$$

式中: ρ 为水的密度; a 为潮波振幅。则潮波全部表面的总能量为

$$b_0 L_0 E = b_0 L_0 \frac{1}{2} \rho g a_0^2 = b_x L_x \frac{1}{2} \rho g a_x^2 \quad (6-13)$$

式中:脚标 0 表口门处尺度, x 表河道任意断面 x 处尺度。因为潮波在传播过程中发生变形,但周期不变,故波速 $c_x = L_x/T = \sqrt{gh_x}$, $L_x = T \sqrt{gh_x}$ 。于是,由式(6-13)可得

$$\frac{a_x}{a_0} = \left(\frac{b_0}{b_x} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (6-14)$$

据此,可以推算断面渐变时,河道中潮波的变形情况,限制条件是河口段长度 l 应大于潮波波长 L 。例如,水深不变,宽度按线性变化的喇叭形河口(见图 6-8),可对其潮波波形的变化分析如下:

设河口宽度按 $b_x = b_0 \cdot x/l$ 关系变化,

$$\text{则由式(6-14)得 } \frac{a_x}{a_0} = \left(\frac{l}{x} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6-15)$$

$$\text{由式(6-3)可得 } \xi_x = a_x \cos[\sigma t - k(l-x)] \quad (6-16)$$

因水深不随 x 而变,故波速 c 为常数,波数 k 也为常数,将 $a_x = a_0 \sqrt{l/x}$ 代入方程式(6-16),得任意地点任意时间的振幅为

$$\xi_x = a_0 \sqrt{\frac{l}{x}} \cos[\sigma t - k(l-x)] \quad (6-17)$$

上式表明,在不考虑反射与底摩阻的条件下,潮波传播进入收缩型渠道或河口港湾时,由于潮波能量的聚集,潮差沿程增大。在不考虑摩阻的情况下,对各种变断面河道中的潮波运动,可用类似方法分析。

(六)考虑摩阻影响时无限长河道中潮波的衰减

对于无限长而断面为矩形的河道,经前人研究分析认为,潮波在推进过程中,在摩阻的影响下,其振幅系按指数规律衰减;波数 k 则变为 k' ,波形表达式为

$$\xi = a_0 e^{-\mu x} \cos(\sigma t - k' x) \quad (6-18)$$

式中: μ 为衰减模数; k' 为波数。它们均与阻力系数 $M = \frac{\sigma}{g} \operatorname{tg} 2\alpha$ 有关,经分析可得出

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\mu}{k'} \quad (6-19)$$

并可得出考虑摩阻影响的潮流流速为

$$U = \frac{a_0}{h} c e^{-\mu x} \frac{k}{\sqrt{\mu^2 + k'^2}} \cos(\sigma t - k' x + \alpha) \quad (6-20)$$

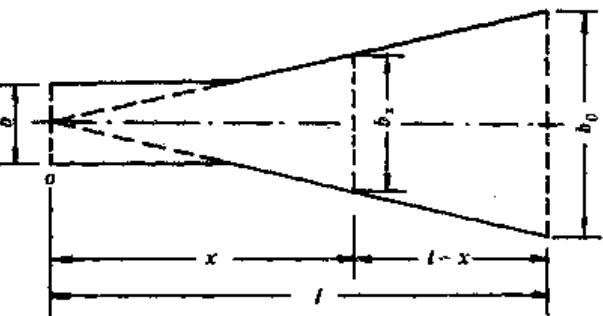


图 6-8 水深不变、宽度按线性变化的河口示意图

式(6-20)与不考虑摩阻的潮流公式(6-8)有如下一些差别：

1. 潮流速度是随振幅 $a_0 e^{-j\alpha}$ 而衰减的。
2. 潮流速度还受下列因子影响而进一步减小

$$\frac{k}{\sqrt{\mu^2 + k'^2}} < 1 \quad (\text{因为 } k' > k)$$

3. 最大潮流速度与最大振幅出现的时刻不再一致，前者比后者要提前一个时角 α 。
4. 同样，潮波传播速度及波长也因摩阻的影响而减小。

因为 $k' = 2\pi/L'$, $k = 2\pi/L$, 故

$$\frac{c'}{c} = \frac{L'}{L} = \frac{k}{k'} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\mu}{k}\right)^2}} \quad (6-21)$$

式中： c 和 L 为不考虑摩阻影响时的潮波波速及波长。

室内模型试验及现场河口潮波的观测表明，比值 c'/c 一般为 $0.7 \sim 0.9$ ，故摩阻对潮波传播的影响应当加以考虑。

以上简要介绍了河口区的潮波及潮流的基本概念和分析研究的主要成果，详细的分析内容及公式推导过程可参阅有关参考书。

二、河口区盐淡水混合

入海河口是河川来的淡水和海水交汇的地方，存在盐淡水混合问题。从上游来的淡水经河口区泄入海中，而含有一定盐分的海水会随涨潮流而上溯达到口门以内一定的距离，产生盐水入侵问题。由于各个河口所处的自然条件不同，所以各河口的盐淡水混合情况也不尽相同。

(一) 盐淡水混合类型

1. 高度成层型

当径流较强而潮汐较弱时，密度较小的淡水从表层泄入海中，而盐水则位于底层并沿河底上溯而形成“盐水楔”。因盐水与淡水是分层流动的，故称“高度成层型”或“盐水楔型”，如图 6-9 所示。

高度成层型河口的显著特点是盐淡水分层流动，形成了异重流。当河口区条件变化时，例如径流或潮汐变化时，盐水楔会沿河槽上下运动，而当条件相对稳定时，盐水楔则处于准稳定状态。

在盐水楔端部（图 6-9 中 A 点）以上的河段中，在任何时间，在全部水深范围内，流速都是向外海的。而在盐水楔范围以内，在分界面以上，流速都是向海方向的；在分界面以下，在靠近分界面的一定深度范围内，流速仍为向海方向，但逐步减小直到零；再向下到底部就转为向上游方向流动。因此，在盐水楔内存在一个纵向（沿河道方向）流速为零的面，在这个面以下，盐水向上游方向流动，其流量沿程逐渐减小；而在这个面以上，盐水向海方向流动，其流量沿程逐渐增加；而通过这个面则有盐水垂直向上流动。在理想情况下，即当盐淡水分界面相当稳定时，通过分界面的盐淡水交换量很小，但在盐水楔内部却存在着循环水流。高度成层型河

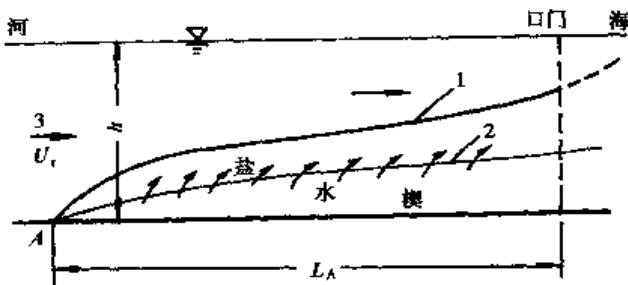


图 6-9 高度成层型河口的典型情况

1-分界面；2-速度为零的面；3-淡水

口的流速分布如图 6-10 所示。

2. 弱混合型

当潮流作用较强时,盐淡水之间的分界面受到了破坏,上下层之间发生了一定程度的水体混合,水平方向和垂直方向都存在含盐度梯度,河口区的等盐度线在高潮和低潮时有所不同,如图 6-11 所示。

在弱混合型河口中,在盐水入侵范围以外的河段内,最大流速仍出现在表面附近,虽然有可能出现向上游的流速,但在全部深度内都是下泄水流占优势。在盐水入侵范围内,在一个潮周期内,表层是净的下泄流,底层则是净的上溯流,于是在某些时间内会出现表层与底层流向不同的交错流。交错流持续的时间长短与径流和潮流的对比情况有关,在枯水、大潮汛期间可能会短些,洪水、小潮汛期间可能会长些,而且在河口区沿程各处情况也可能有所不同。

3. 强混合型

当潮流作用甚强而径流作用较弱时,盐淡水之间便发生强烈的混合。水平向的含盐度梯度很明显,垂直向的则很微弱,往往可以忽略不计,等盐度线常呈垂直或近于垂直状态,如图 6-12 所示。潮差大的河口中常出现这种混合类型,其垂直方向含盐度梯度对垂线流速分布的影响很小,在涨落潮转变过程中一般不出现交错流。

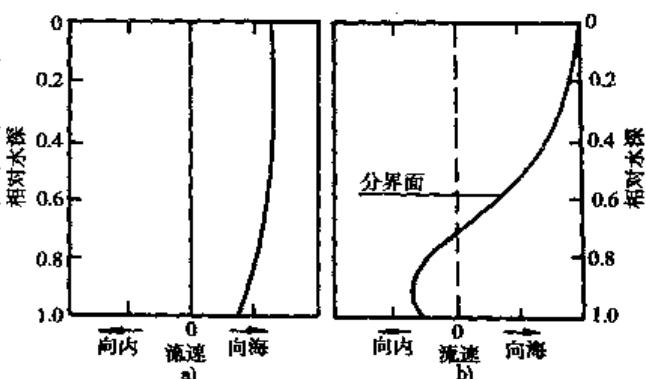


图 6-10 高度成层型河口流速沿深度的分布
a) 盐水楔以上河段; b) 盐水楔段

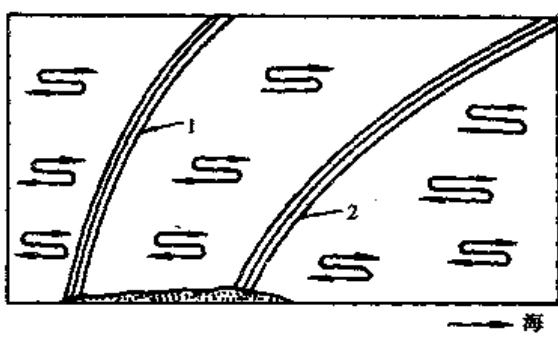


图 6-11 弱混合型河口的典型情况
1-高潮时的等盐度线;2-低潮时的等盐度线

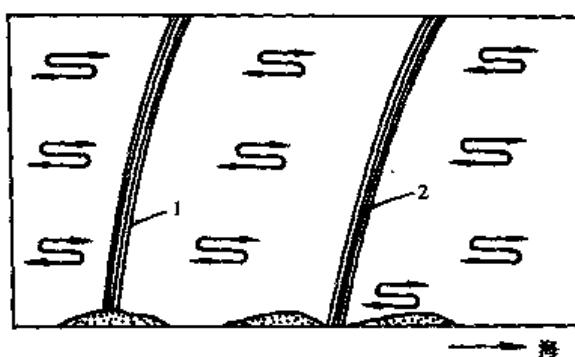


图 6-12 强混合型河口的典型情况
1-高潮时的等盐度线;2-低潮时的等盐度线

关于河口区混合类型的判别,西蒙斯(H. B. Simmons)建议用参数 η 作为判别指标:

$$\eta = \frac{\text{一个潮周期内的河水径流量}}{\text{涨潮期的进潮量}} \quad (6-22)$$

当 $\eta \geq 0.7$ 时,属高度成层型;

$\eta = 0.2 \sim 0.5$ 时,属弱混合型;

$\eta < 0.1$ 时,属强混合型。

我国珠江水系的西江河口两次实测的 η 值分别为 1.34 和 2.02,属高度成层型。长江口南港实测的 η 值为 0.21,属弱混合型;钱塘江口澉浦断面实测的 η 值为 0.005,属强混合型。

实际上某一河口的混合类型并非固定不变,而是随径流与潮流对比关系的变化而变化的。例如,长江口一般情况属弱混合型,但在洪水期小潮汛时会出现盐水楔。

(二) 盐淡水混合作用及盐水入侵

如前所述,河口区盐淡水混合类型主要取决于径流和潮流的对比情况。当盐水楔的分界面处开始发生盐淡水混合时,上层淡水的垂线平均流速称为临界流速 U_0 ,可由下式确定:

$$\frac{U_0}{(\nu_b g)^{1/3}} = C \left(\frac{\Delta \rho}{\rho_b} \right)^{1/3} \quad (6-23)$$

式中: ν_b 为下层盐水的运动粘性系数; g 为重力加速度; $\Delta \rho$ 为盐水与淡水的密度差; ρ_b 为下层盐水的密度; C 为常数,对稳定的盐水楔, $C = 7.3$ 。

为了分析研究盐水楔的运动情况,可定义一个“密度流速” U_d :

$$U_d = \sqrt{\frac{\Delta \rho}{\rho_m} gh} \quad (6-24)$$

式中: ρ_m 为盐水与淡水的平均密度; h 为河口区水深; U_d 相当于如把盐、淡水用闸门隔开,在闸门开启时,盐水异重流侵入淡水的运动速度。

由 U_d 可定义“密度弗劳德数” F_d 和“密度雷诺数” R_d :

$$F_d = \frac{U_t}{U_d} \quad (6-25)$$

式中: U_t 为盐水楔头部的在断面的河流平均流速;

$$R_d = \frac{U_d h}{\nu} \quad (6-26)$$

式中: ν 为淡水的运动粘性系数。

寇利根(G.H.Keulegan)根据水槽试验资料分析得到稳定的盐水楔长度 L_A 可由下式估算:

$$\frac{L_A}{h} = \frac{0.156 F_d^{-5/2}}{280 R_d^{-1} + 0.148 R_d^{-1/4}} \quad (6-27)$$

上式适用于宽深比较大的河口,且适用范围为 $F_d = 0.15 \sim 0.6$ 。对一般的河口来说, $R_d > 10^7$, 上式可简化为

$$\frac{L_A}{h} = 1.06 R_d^{1/4} F_d^{-5/2} \quad (6-28)$$

上式为经验关系,式中系数须视各河口实际情况加以修正。例如美国密西西比河口常用的盐水楔长度计算式为

$$\frac{L_A}{h} = 6.018 R_d^{0.82} F_d^{-2.5}$$

从式(6-28)可以看出,盐淡水密度差越大,河口段的水深越大,河水流速越小,则盐水楔的人侵范围也越长。随着河流流速的变化,盐水楔的位置也会上下移动。

(三) 盐淡水混合对河口区水流和泥沙运动的影响

在河口区由于存在着密度梯度,使得垂线流速分布发生了变化,故河口区水流流速分布与普通河道中有所不同,见图 6-13。在涨潮流期间,密度梯度与水面坡度方向一致,有加大涨潮流速的作用,且因底部密度梯度大,故又加大了底流速,最大流速出现在水面下某一深度处。落潮流期间,密度梯度与水面坡度方向相反,有减小落潮流速的作用,因底部密度梯度大,对底流起阻碍作用,水流主要从表层排走,故表层流速大。转流期间,水面坡降很小,密度梯度起控制作用,形成了表层与底层流向相反的交错流。

在没有密度梯度的河口上段,在涨潮与落潮期间内,从表层到底部,水流都是净的下泄流。河口下段受密度梯度影响,径流主要从表层排走,底部水流涨潮的总水量大于落潮,产生了净的上溯流。所以在一个潮周期内计算总水量,底部水流从净的上溯流转变为净的下泄流,沿程

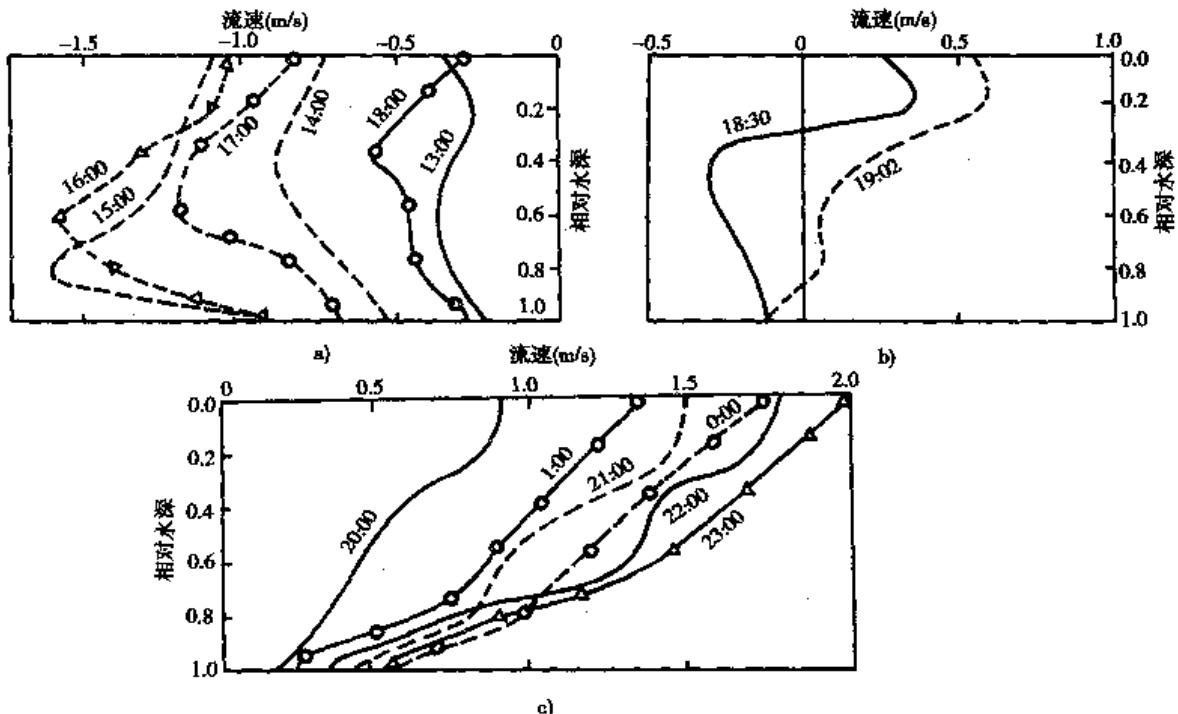


图 6-13 受密度梯度影响的流速分布

a) 涨潮流; b) 交错流; c) 落潮流

必有一个净泄量为零的地点,该处称为“滞流点”。滞流点的位置并非固定不变,而是随径流与潮流对比关系的变化而变化的。

滞流点的位置可以用计算“优势流”的方法求得。在河口区沿河道设若干测站,将每个测站的垂线水深分为若干等分,每个等分以一个测点代表。在各测点都进行全潮流速测量,绘出各测点的流速过程线,分别求出涨、落潮流流速曲线与时间坐标轴所包围的面积 A_f 和 A_e ,如图 6-14 所示。再按下式计算参量 ϕ :

$$\phi = \frac{A_e}{A_f + A_e} \times 100\% \quad (6-29)$$

A_f 和 A_e 分别代表涨、落潮流期间水质点的净流程。若 $\phi > 50\%$, 则下泄流占优势; $\phi < 50\%$, 则上溯流占优势; 当 $\phi = 50\%$, 净流程为零。

算出各测站各测点的 ϕ 值, 将各测站同一相对水深各测点的 ϕ 值绘制成 ϕ 对距离的关系曲线, 即为优势流曲线, 如图 6-15 所示。图中只绘出表层和底层两条曲线。底层优势流曲线与 50% 坐标水平线的交点, 即为滞流点的位置。滞流点附近往往是河口区泥沙严重淤积的部位, 因为在底部水流作用下, 泥沙有向此处迁移集中的趋势。绘制优势流曲线的方法可以有多种, 以上介绍的是其中的一种。

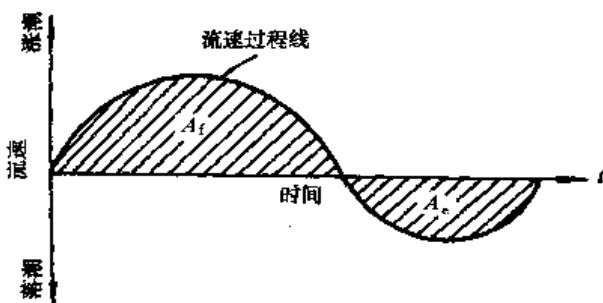


图 6-14 测点流速过程线示意图

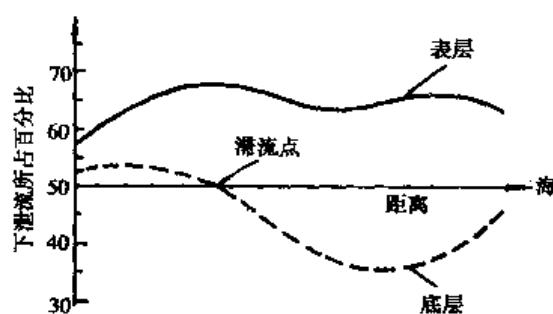


图 6-15 优势流曲线示意图

三、河口区口门外的水流特征

从口门流出的水流形态与口门的几何形状、拦门沙地形特点、河流特性、口门外水深和底坡、潮差大小、潮流强弱、排出水与周围水的密度差以及波浪等因素有关。从口门排出的水流和所含泥沙的扩散状况主要受三种力量对比的影响：(1) 流出水流的惯性力；(2) 流出水流与底部的摩阻力；(3) 流出的水体与周围海水的密度差引起的浮力。当流出的水流速度高，口外水体的水深较大而密度差较小时，惯性力起主要作用。水流以紊动射流形式扩散，通过紊动旋涡与周围水体进行质量与动量的交换（图 6-16）。当口门外水深较浅时，紊动扩散作用限于水平方向，底摩擦有显著的减速作用。如果海水从外泄的淡水下面进入口门，浮力将起主要作用，底摩擦的作用甚微。根据流出的水体与周围水体的混合和密度对比情况，可分为：等重入流、轻入流和重入流三种。重入流通常发生在流出的河水含沙量很高时，河水会潜入到海水下面而将泥沙带向外海。

流出口门的射流可分为两种情况：当出口深度 h_0 和口外深度 h 相差不大时，形成平面紊动射流，排出的水流只在水平面内扩张；当 h 大于 h_0 时，排出的水流可向水平及垂直方向扩张则会形成轴向紊动射流。当射流最初流出口门时，中部有核心流，流速基本上呈均匀分布，然后逐渐改变分布状态，这段称过渡区。在流经一段距离 x_0 之后，核心流消失，便进入完全紊流区。由水槽试验得出， x_0 约为轴向射流出口处直径的 6.2 倍，为平面射流出口处宽度的 5.2 倍。而在现场由于海底摩阻作用而使平面射流的 x_0 值降低到其出口宽度的 4 倍以下。

在完全紊流区，射流中心线流速 U_{max} 沿程衰减，对平面射流衰减规律为

$$\frac{U_{max}}{U_0} = \frac{b_0/2}{0.316\epsilon x} \quad (6-30)$$

式中： U_0 为射流出口平均流速； b_0 为射流出口宽度； ϵ 为射流的扩张率，为常数 0.22。在与射流轴线正交的横断面内，流速呈高斯分布，如图 6-16 所示。

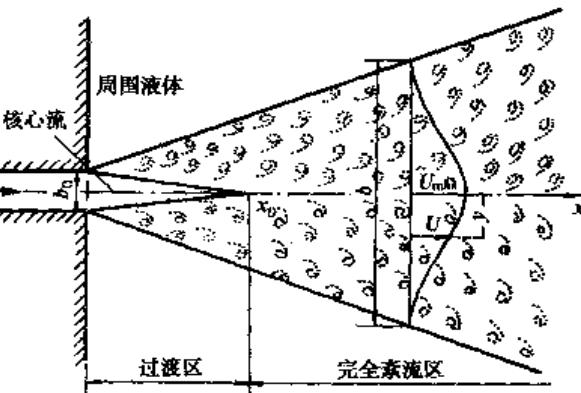


图 6-16 河门口门外的紊动射流

河口口门外的射流形态对泥沙运动和河床

演变有较密切的关系。据分析研究，当为平面射流时，射流两侧的流速衰减较快，泥沙将沿主流两侧沉积，从而形成鸟趾状三角洲（图 6-3）；在轴向射流中，一出口门流速就降低得很快，泥沙在口外形成新月形沉积体，河流出路受阻，就会冲出新道，又会形成另一个新月形沉积体，发展下去，就会形成圆弧状三角洲。

第三节 潮汐河口区泥沙运动特点

一、河口区泥沙的来源

按来源区分，河口区泥沙有陆沙、河沙和海沙。陆沙是内陆径流带来的泥沙，它的数量与流域降水、土质及植物覆盖等情况有关。例如我国黄河流经的黄土高原，土层厚而质地疏松、抗冲能力低，植被很差，干旱而暴雨集中，水土流失严重，造成黄河下游含沙量大，河床淤积严

重。河沙为水流冲刷河岸和河床而来的泥沙。河流挟带的泥沙经长距离运移、沉积分选运送到河口区，其颗粒组成明显细化。沉积在口门以外的泥沙，被风浪掀起之后，可随沿岸流所带泥沙一起被涨潮流带进口门，这种泥沙称为海沙。进入口门的海沙，其中一部分可随落潮流返回口外。某些河口的海沙数量可大于陆沙，例如钱塘江口河川径流含沙量很小，仅 $0.2 \sim 0.4 \text{ kg/m}^3$ ，水丰沙少，但与其为邻的长江口却为其提供了丰富的海沙来源。此外，疏浚航道若抛泥区选择不当，城市垃圾、工业废渣以及海洋生物遗体等，都会成为河口区沉积物的来源。

二、泥沙的絮凝、絮散和团聚

(一) 泥沙的絮凝和絮散

河口区泥沙以细颗粒为主，在某些河口区，淤泥和粘性泥沙又占较大比重。若河水没有被污染，则河水中所带粘性泥沙一般是不会絮凝的，当到达河口段后，遇到海水会发生絮凝。细颗粒泥沙经絮凝作用而形成絮团，即絮凝体，一般认为粒径小于 0.03mm 的泥沙会发生絮凝。由于钙镁离子会促进絮凝，故若河口区水中含有钙镁离子，则将促进细颗粒泥沙絮凝而加快沉积，造成三角洲的迅速增长。流进河水中的工业废水和生活污水，都可能使粘性泥沙产生絮凝。如果河水已被污染，则细颗粒泥沙到达河口区之前就已经絮凝了。在河口区通常会出现两个高含沙量区，这与泥沙的絮凝和滞流点的出现有关。

絮凝体是一种海绵状结构，孔隙率很大，含水很多，它的直径远比其所含的个体颗粒为大，但其沉速却增加不多，变化范围也不大。例如直径为 $500\mu\text{m}$ 的絮凝体，含有 95% 的水，沉速为 0.4mm/s ，这相当于直径约为 $20\mu\text{m}$ 的石英球体的沉速。不论组成絮团的基本颗粒粒径有多大的差别，絮团的沉速均在 $0.15 \sim 0.6\text{mm/s}$ 范围之内，一般可取 $0.4 \sim 0.5\text{mm/s}$ 。

从外海进入河口区的泥沙一般已经发生絮凝。但当这些絮凝体经水流的紊动扩散作用而到达淡水区后，可能发生“絮散”现象，即由絮凝体分散成为较细颗粒的泥沙。

(二) 泥沙的团聚

海洋中有些生物，如牡蛎、蛤等，在摄取食物时，常把海水连同其中悬浮的固体物质包括泥沙一起吸收入体内，吸取养分后将杂质排出体外。这样，细颗粒泥沙经过海洋生物的脏腑时，颗粒表面便吸附了脏腑分泌的粘液。于是细颗粒泥沙便相互粘结在一起，形成较大团粒，这就是团聚作用。经团聚形成的团粒，沉速将大为增加，这已被实验所证实。所以河口区水中若有这类海洋生物，会影响河床演变。

三、河口区近底泥沙运动

(一) 沙波和推移质运动

在沙质河口，沙波运动是推移质运动的重要形式。沙波形状决定河床糙率，从而影响水流结构、泥沙运动和河床演变。过去研究沙波运动，大多在水槽中进行，河道中的现场观测较少，在河口区进行的观测则更少。试验观测结果表明，随着水流的强弱变化，沙波形态也跟着变化。

河口区的水流为双向非恒定和非均匀流，情况复杂。目前，河口区推移质运动实测尚有困难，也还没有可靠的理论计算方法，是个值得研究的课题。

(二) 浮泥和淤泥

在河口地区，细颗粒泥沙经絮凝沉落到床面后，要经过很长时间才能变得比较密实，在尚未密实之前，具有显著的流动性，称为浮泥。组成浮泥的一般都是很细的颗粒，据塘沽新港观测，中径约为 0.004mm 。浮泥实际上是海底高浓度含沙水体，其密度在 $1.03 \sim 1.20 \text{ t/m}^3$ （相应

含沙量在 $50 \sim 320 \text{ kg/m}^3$ 之间。浮泥进一步固结，当密度达到 1.20 t/m^3 以上时，将失去流动性，成为新淤的淤泥。

细颗粒粘性泥沙的输移规律与无粘性泥沙不同。它主要采取悬移的形式，当悬移的这种泥沙的含沙量达 0.5 kg/m^3 时，流体的密度（即含泥的浑水密度）与清水相比有可察觉的区别。细颗粒泥沙（粒径小于 $2\mu\text{m}$ 时）在低含沙量（大约为 0.1 kg/m^3 ）时，对水的密度和粘性无甚影响。当这种泥沙的悬移质含量为 0.1 kg/m^3 到 $5 \sim 10 \text{ kg/m}^3$ 时，絮凝现象是重要的，其沉速取决于水的含盐度与含沙量。当含沙量达 $5 \sim 10 \text{ kg/m}^3$ 时，絮凝体在沉降过程中会彼此发生影响，其沉速将随含沙量的增大而减小。当含沙量达 $50 \sim 100 \text{ kg/m}^3$ 时，浑水的粘性与清水相比有显著的不同，随着含沙量的增加，浑水的粘性和密度也在增加，其流变性质将发生变化，可以分为絮凝体、浮泥和淤泥三阶段，如图 6-17 所示。

在絮凝体阶段，浑水仍为牛顿流体，其切应力与流速梯度的关系为

$$\tau = \mu \frac{du}{dz} \quad (6-31)$$

式中： μ 为粘滞系数，与温度、压力及含沙量有关，而与流速梯度无关。流速梯度与切应力的关系曲线为通过原点的直线，粘滞系数为直线的斜率，如图 6-18 的线 1。

根据对天津塘沽新港泥样的研究，在未经洗盐处理并在海水中时，当泥样密度约为 1.03 g/cm^3 时，浑水变为伪塑性体，但可近似地认为是宾汉流体。伪塑性体的稠度系数（相当于牛顿流体的粘滞系数）随着切应力的增大而减小，最后趋于常值，如图 6-18 的线 2。宾汉流体的流型曲线在大部分切应力范围内为一直线，如图 6-18 中之 3，但当切应力减小至某一数值时，随着切应力的进一步减小，曲线的斜率逐渐增加，而且曲线不回归至原点而与竖轴交于 τ_f 点，只有当切应力大于 τ_f 后，流体才开始流动。将曲线的直线部分向下延伸与竖轴交于 τ_B 点， τ_B 称为宾汉流体的屈服切应力，或称初始切应力。一般情况下，宾汉流体的流型曲线的弯曲部分并不长，可以只考虑直线部分。宾汉流体内部某点的切应力可写为

$$\tau = \tau_B + \mu_R \frac{du}{dz}$$

式中： μ_R 为宾汉流体的刚度系数亦称塑性系数。

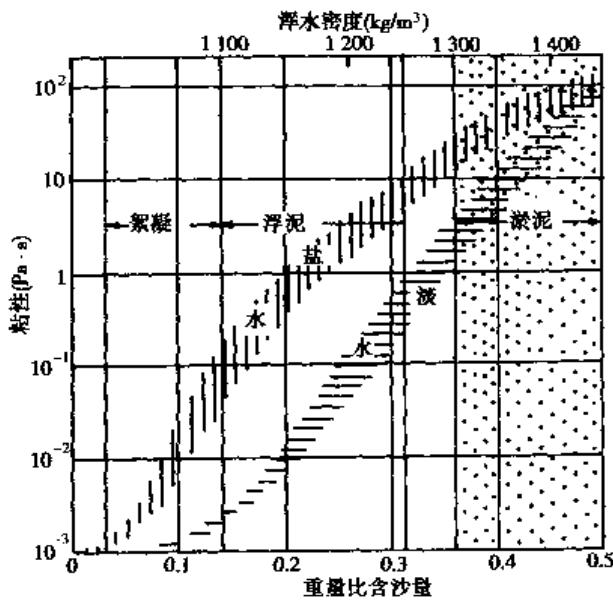


图 6-17 浑水粘性与含沙浓度的关系

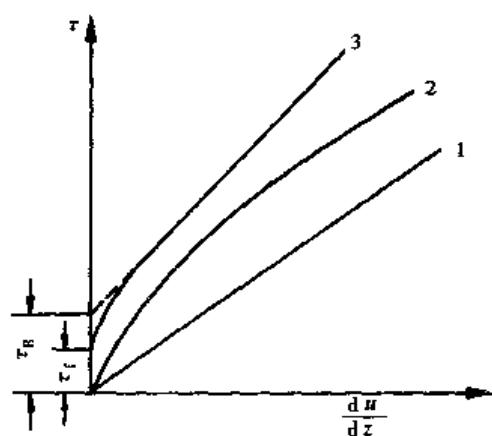


图 6-18 牛顿流体与非牛顿流体的流型曲线
1-牛顿流体；2-伪塑性体；3-宾汉流体

伪塑性体和宾汉流体都属于非牛顿流体。浮泥颗粒细，含沙量又高，即属于非牛顿流体。在天津塘沽新港、连云港、英国的泰晤士河口及美国旧金山湾等处都发现有浮泥。根据塘沽新港的研究，浮泥多出现在航道和泊地等深水区。当底层流速小时，有清晰的浮泥界面；当底流速大时，则在悬移质和浮泥间形成高含沙的过渡区。在航槽中的浮泥，由于水流剪切力造成的浮泥流动仅限于表面较薄的一层。在底流速较低时，输沙数量一般不大，当底流速增强造成泥沙掀扬，即浮泥转化为悬移质时，其输沙数量可显著增大。经试验研究发现，当流速较低时，浮泥与水流之间有明显的分界面，泥面无流动。当流速增大到某一数值后，在浮泥面上有一薄层浮泥发生流动，但输沙率很小，分界面仍平直。再稍增大流速，分界面出现波动，但波形稳定；当流速再增大到某一数值时，分界面就失去稳定性，不时从波峰抛出旋涡与清水相混。随着流速进一步加大，底部紊动强度加强，波状的分界面发生卷曲破碎，泥沙扬起混入上层水流，在一定深度内以较高的含沙量作悬移运动。浮泥具有较易流动的特性，在不同的动力条件下都可以流动，当浮泥层具有一定的坡度时，就可以在其自重作用下发生流动，还可以在波浪作用下沿着波浪传播方向流动。由于浮泥容易流动，对港池和航道的淤积有影响，应当进一步研究其运动规律。

细颗粒悬移质泥沙絮凝之后，沉落于床面，形成松散的沉积层，当其含有大量孔隙水时，属于浮泥。经过一段时间后，孔隙水被排走，密度增加，当密度大于 $1.3 t/m^3$ 后，界面波不再发生，已属于淤泥。淤泥属于塑性体，在水流作用下会直接悬扬。

(三) 淤泥质河口一个潮周期内的冲淤变化

河口区的潮流一般为往复流，潮流流速与时间的关系近似正弦曲线。设与最大潮流流速相应的摩阻流速为 U_{*0} ，则在一个潮周期内摩阻流速 U_* 随时间 t 的变化可以下式表达

$$U_* = \sqrt{gRJ_0} = U_{*0} \sin \frac{2\pi t}{T} \quad (6-32)$$

式中： R 为水力半径； J_0 为水面纵比降；其余符号同前。

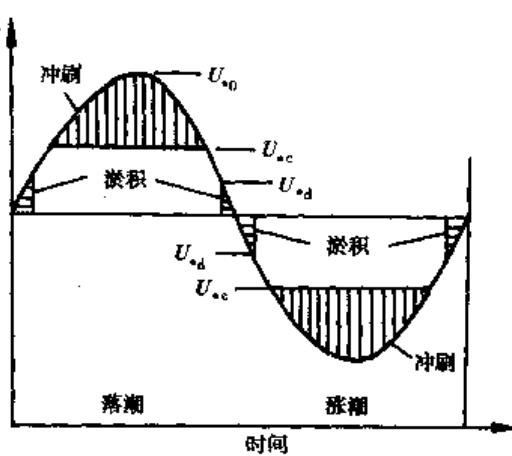
为了求得 U_{*0} ，需测得最大涨潮或落潮流速时的水面纵比降。若最大垂线平均流速 U_{max} 为已知时，也可按下式计算 U_{*0} ：

$$U_{max} = \frac{CU_{*0}}{\sqrt{g}} \quad (6-33)$$

式中： C 为谢才系数。

一般将粒径小于 $0.03 mm$ 的细颗粒泥沙称为淤泥质。根据细颗粒泥沙的起动和沉降特性，在淤泥质河口一个潮周期内的冲淤情况是：当潮流的摩阻流速 U_* 大于起动摩阻流速 U_{*c} 时，底床发生冲刷；当 U_* 小于止动摩阻流速 U_{*d} 时，悬移状态的泥沙降落床面，发生淤积；当处在其中间情况时，即 $U_{*d} < U_* < U_{*c}$ 时，河床处于相对稳定状态，既不冲刷，也不淤积，见图 6-19 摩阻流速在一个潮周期内产生冲淤的变化

刷特性及含沙量等资料为已知时，可以估算一个潮周期内的冲刷和淤积量。



四、河口区悬移质运动

河口区的悬移质运动受径流、潮流以及盐淡水混合等因素的影响，情况甚为复杂，现简述

如下。

(一) 河口区水流及含沙量沿垂线的分布

在内河恒定流情况下适用的垂线流速分布及含沙量分布的公式能否应用于河口区潮流情况,在过去一直是有待证实的课题。为此,英国水力研究所设计并制造了一种能准确定位并能测量水深在 $0.05m \leq z \leq 0.6m$ (z 为床面以上高度) 范围内的流速和含沙量的微型流速仪和喷嘴取样器。当水深不大于 30m 时可进行测量工作, $z > 0.6m$ 范围内则仍用常规方法测量,这就解决了近底流速和含沙量的测量问题。得到的测量资料与用下列公式计算的结果进行了比较,如图 6-20 所示,图中点据为实测资料。

距床面高度 z 处的流速 u_z 用下式表达:

$$u_z = U + \frac{U_*}{\kappa} - \frac{2.3 U_*}{\kappa} \lg h + \frac{2.3 U_*}{\kappa} \lg z \quad (6-34)$$

距床面高度 z 处的含沙浓度 C_z 用下式表达:

$$\lg(C_z) = \lg(C_{h/2}) + \frac{\omega}{\kappa U_*} \lg \left(\frac{h-z}{z} \right) \quad (6-35)$$

以上两式中; h 为全水深; κ 为卡门常数; U 为垂线平均流速; U_* 为摩阻流速; ω 为泥沙颗粒沉速; 其余符号同前。

由图 6-20 中可以看出,实测值与用公式计算出的曲线符合较好。公式中含有沉速 ω ,可以将泥沙按粒径大小分组,每组取一代表粒径取用 ω 值。英国水力研究所这次是分五组,图中只绘出了两组资料的结果。计算出 u_z 和 C_z 之后,由 $C_z u_z$ 即可得出输沙量分布曲线,如图 6-20 所示。

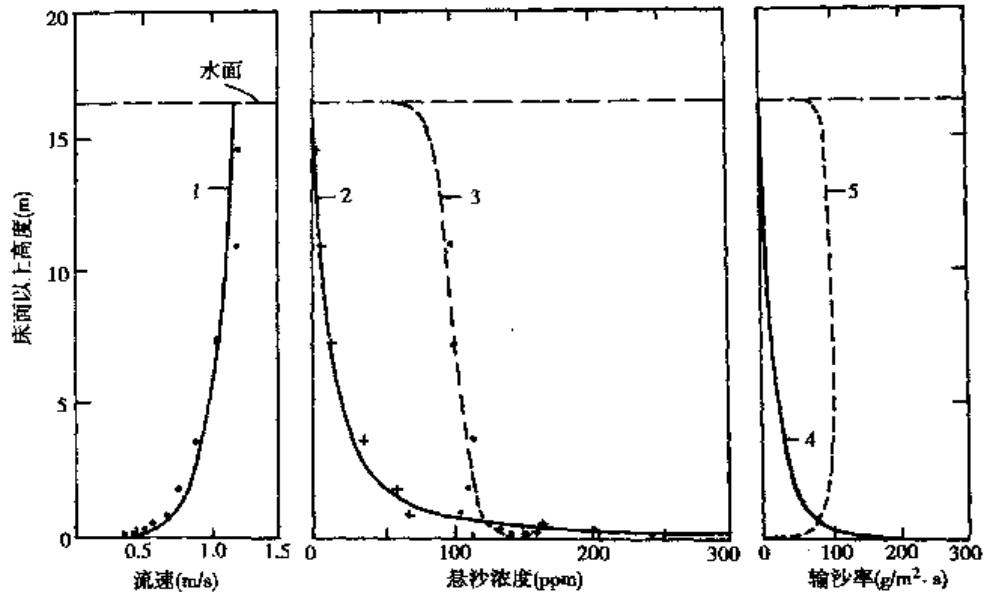


图 6-20 河口区垂线流速分布、垂线含沙浓度分布及输沙率

1-按式(6-34)算得的流速曲线;2-按式(6-35)算得的悬沙曲线($D = 0.075 \sim 0.10mm$);3-悬沙曲线($D \leq 0.04mm$);4-输沙曲线($D = 0.075 \sim 0.10mm$);5-输沙曲线($D \leq 0.04mm$)

从图 6-20 和图 6-13 可以看出两图中的流速分布图形有较大差别,这可能是图 6-13 的图形是受盐度梯度的影响所致。对于我国河口区潮流的流速和悬移质含沙量沿垂线分布的规律,应当作进一步研究。

(二) 泥沙运动的滞后现象

在潮流中,流速经常处于变化之中,在涨潮和落潮过程中,有一个憩流阶段,这时流速会减

小到零。这样,即使对于细颗粒泥沙来说,也会经常出现起动和止动的现象。设在河口区的某一断面处,流速降低到泥沙的止流动速,该种泥沙开始沉降,但由于泥沙从水体中沉降落到河底需要一个过程,泥沙并不就在这个断面上沉降下来,而是向前运动一段距离才能落到河底。这样,在水流运动和泥沙运动之间会出现一个时差,称这个时差为沉降时差。再者,当这样的泥沙沉到河底以后,由于泥沙的起流动速与止流动速之间存在着差异,一般止流动速小于起流动速。当水流再次上升到止流动速时,泥沙仍停留床面不动,直到流速继续上升到超过起流动速时,泥沙才会进入运动状态。这方面的时差可称为冲刷时差。另外,泥沙起动之后从河底升到水中直到水面,也需一定时间。试验观察分析表明,泥沙颗粒越细,这两个时差就越大,即泥沙运动滞后于水流运动的现象就越显著。

泥沙运动的滞后现象,对于河口区泥沙运动、细颗粒泥沙的淤积部位有很大影响。在河口区越向湾底,淤积的泥沙越细,例如在黄河口沙嘴两侧出现由细颗粒泥沙淤成的“烂泥湾”,就可能与泥沙运动的滞后现象有关。另一方面是滞后现象的存在破坏了潮流中的悬沙浓度与流速之间的单一对应关系。如图 6-21 所示为一个潮周期内全水深平均含沙浓度与垂线平均流速 U 的关系和三个不同深度处瞬时含沙浓度和 U 的关系。由图可见,离床面愈远,因泥沙愈细,滞后现象愈明显。

泥沙运动的滞后现象使得根据一定的水力条件预报悬沙浓度的工作发生了困难,目前只好根据具体条件寻找半经验的方法。例如英国泰晤士河口的实测资料表明,它的水力因素 U/U_* 基本上是一个常数,约为 14~17,而且还发现离床面较近时滞后现象的影响较小。根据这些情况,可以用式(6-34)和(6-35)建立预报悬移质含沙浓度的半经验方法。在式(6-35)中,引入参数 $D_1 = \lg(C_{h/2})$ 和 $D_2 = \frac{\omega}{\kappa U_*}$ 。因为水力因子可以实测得到,且为了减少滞后现象的影响,取 $z = a < 0.5m$,可以建立离床面较近处 C_a 与 U_* 的函数关系。于是由式(6-35)可得悬沙含沙浓度与流速的单一对应关系

$$D_1 = \lg \left[C_a \left(\frac{a}{h-a} \right)^{D_2} \right] \quad (6-36)$$

利用 D_2 和 C_a 与 U_* 的函数关系,可以间接求得 D_1 。于是可以根据式(6-35)预报水力条件变化后的悬移质各分组的含沙浓度沿垂线的分布。

(三) 半潮平均输沙经验关系

在处理潮汐河口的悬移质输沙问题时,我国的一些工程科研单位采用“半潮平均输沙经验关系”来做近似处理。其基本假定是:1) 惯流时间短,垂线流速分布符合对数分布规律;2) 河

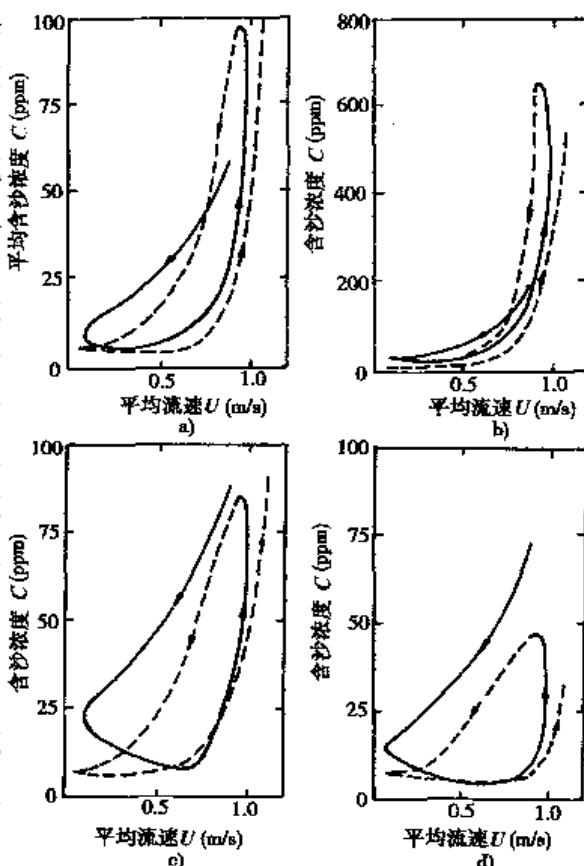


图 6-21 悬移质含沙浓度的滞后现象

a) 全水深平均含沙浓度;b) 离床面 0.3m 处的含沙浓度;c) 离床面 3.66m 处的含沙浓度;d) 离床面 7.32m 处的含沙浓度

口区水流中含沙量沿垂线分布遵循扩散理论，盐淡水混合和絮凝现象的影响可以忽略不计；3)河口外潮汐强，即适用于强潮河口。

图 6-22 即表示从水深、流速和含沙量的过程线按潮流期求它们半潮平均值的示意图。钱塘江工程局利用实测资料的半潮平均值，按涨潮流与落潮流分别点绘分析得出了平均含沙量的表达式为

$$\bar{S}_{f(e)} = k \frac{\bar{U}_{f(e)}}{\bar{h}_{f(e)}^n \omega} \quad (6-37)$$

式中： \bar{S} 为半潮平均含沙量； \bar{U} 、 \bar{h} 、 ω 分别表示半潮平均流速、水深和泥沙沉速；下标 f 、 e 分别表示涨潮和落潮； l 、 m 、 n 为指数； k 为常数。

在实际工作中还发现本次涨潮平均含沙量除与本次涨潮水力因素有关外，还与前期落潮的某一因素有关。例如，有的是受前期外海来沙的影响。对此问题应作进一步研究。

五、波浪对河口泥沙运动的作用

波浪对河口泥沙运动具有不可忽视的作用。例如，周期 6s、波高 1m 的波浪，足以起动 10 m 水深处的泥沙；而波浪与小潮结合，对浅滩的冲刷作用特别强。因为小潮期间，河口地区广大浅滩多被淹没但水深不大，所以滩面泥沙易受风浪掀动，随潮流运移，而细颗粒泥沙只需不大的流速（约 0.15m/s）就能被潮流挟带。可见波浪掀沙，潮流输沙。在掀沙浓度高时，还极易产生异重流输沙。

波浪水流共同作用下的泥沙输移，还缺乏合适的计算方法。贝克尔（E. W. Bijker）假定在边界层内波浪运动和水流运动作用可以叠加，从而得到波浪和水流共同作用时对床面的合成切应力：

$$\tau = \tau_0 \left[1 + 0.5 \left(\xi \frac{U_m}{U} \right)^2 \right] \quad (6-38)$$

式中： τ 为合成切应力平均值； τ_0 为水流对床面的切应力； U 为水流垂线平均流速； U_m 为床面波浪质点运动最大水平分速； ξ 值为

$$\xi = \frac{pkC_e}{\sqrt{g}} \quad (6-39)$$

式中： κ 为卡门常数； p 为系数，约等于 0.45； C_e 为谢才系数， $C_e = 18 \lg \left(\frac{12h}{k} \right)$ ，其中 h 为水深， k 为粗糙突起高度。

由式(6-38)可知， $\tau > \tau_0$ ，故波浪可增加床面的切应力。波高 4m、周期 7s 的波浪单独作用时，在 20m 水深处所产生的切应力与流速 2m/s 的潮流产生的切应力相当。

因此，在开敞的河口和海岸地区，对任何泥沙问题，都应考虑波浪的掀沙作用。对于淤泥质河口，对波浪增加初始含沙量的作用更不容忽视。

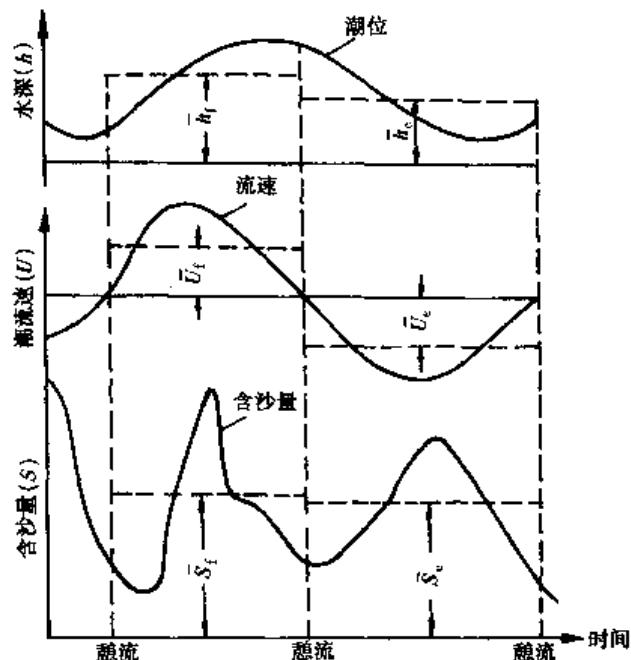


图 6-22 半潮平均水深、流速和含沙量

第四节 潮汐河口区的河床演变

一、河口区河床演变的特点

与无潮河流相同,河口区的河床演变仍然是水流与河床相互作用的结果。有关内陆河流河床演变的基本原理和基本规律,在分析河口区的河床演变时仍然可以应用。只是由于潮汐河口区的水流动力条件比无潮河流复杂得多,因而河口区的河床演变也必然更为复杂。在本节中只是结合河口区的自然条件,对河口区的河床演变的特点做一些必要补充。

影响河口区河床演变的因素有来水、来沙和边界条件等三方面,通常水流作用居主导地位,但河口区的边界特征,如外形等,也有很大影响。如三角洲河口和三角港河口的外形不同,对进潮量和潮波变形的影响有很大差异。在河口区的河床演变过程中,水流与河床相互影响、相互制约的规律,仍有明显体现。例如,沙洲或拦门沙的发展影响进潮量和洪水排泄及其流路;而潮流和洪水又会促进沙洲和拦门沙的形成和发展。在研究较大河口时,科氏力的作用不能忽略。不同类型的河口演变规律有所不同;但同一类型的河口除有其共性之外,各个河口尚有其自身的演变特性。因此,在研究河口演变时,应当遵循具体河口具体分析的原则。

二、河口拦门沙

(一) 河口的纵剖面形态

一般入海河口的纵剖面图上都有明显的隆起部分,其位置位于口内者,称沙坎;位于口门或口门外者,称拦门沙;也有少数河口无明显的隆起部分。我国钱塘江口,一般以澉浦断面为口门,其口门内最高隆起部分高出基线约10m以上,为一长约130km的大沙坎,如图6-23所示。

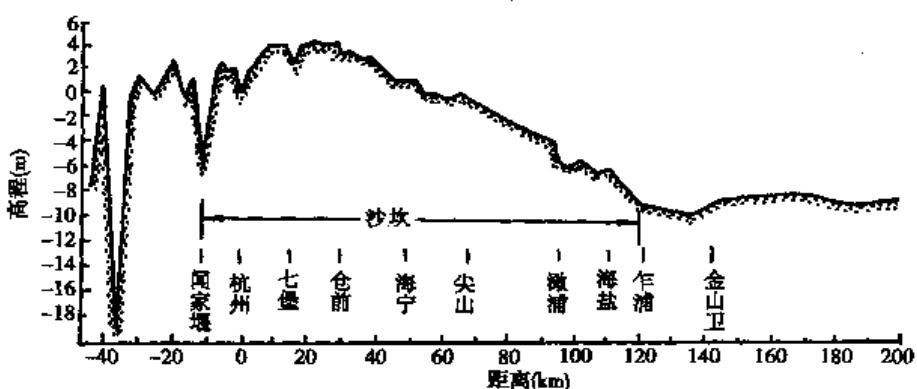


图 6-23 钱塘江口河底沿程变化图

在河口区有时因河道分汊后会在江心洲两侧形成浅滩,此种浅滩可能叠加在拦门沙之上,浅滩比拦门沙的规模小。拦门沙或沙坎的存在对航运和排涝都很不利。故治理拦门沙是治理河口的主要任务之一。

(二) 拦门沙的形成条件

拦门沙的形成主要与河口区的来水、来沙和边界条件有关。

1. 边界条件: 主要体现为河口区的平面外形, 它直接影响纳潮量(即能容纳潮水的量)和潮水从外海带入泥沙的数量。

2. 来水条件：水流是塑造河床的主要动力，河川径流，即山水可将泥沙带出口外，潮水则可将泥沙带进口门。因此，拦门沙的位置和尺度大小必然与山水和潮水的对比情况有关。

3. 来沙条件：包括来沙的方向和数量。方向是指外海来沙与内陆来沙。外海来沙通常是由风浪把浅海泥沙掀起，由潮流带入河口区，它与沙源条件和潮流强弱有关，进入口门的沙量则与河口的平面外形有关。内陆来沙主要取决于河流流域条件，与河口区本身的条件关系较小。另外河口区来沙的方向和数量也会影响其平面外形的形成与发展。

设以 Q_1 表示山水的造床流量， Q_2 表示潮水的造床流量（可用涨潮平均流量），则比值 Q_1/Q_2 可代表山水与潮水势力的对比。根据钱宁等对国内外 20 多个河口的资料做的分析，发现凡是河口平面上向海方向迅速放宽的，即放宽率大的，比值 Q_1/Q_2 都比较小，这表明潮水势力强，有利于将外海泥沙带入口门而落淤。故喇叭口外形的河口有利于在口门内形成沙坎。对上述 20 多个河口资料的分析发现，凡是 $Q_1/Q_2 < 0.02$ 的河口，都在口门内形成沙坎；而 $Q_1/Q_2 > 0.1$ 的河口，一般都在口门外或口门附近形成拦门沙；而 Q_1/Q_2 介于 0.02 和 0.1 之间的河口，则属于过渡状态。所以，一般三角港河口 Q_1/Q_2 的值较小，三角洲河口 Q_1/Q_2 的值较大。

此外，河口区的盐淡水混合对于拦门沙的形成也有一定影响，通常盐水上溯的末端会发生泥沙集中落淤。

三、三角港河口的演变特点

三角港河口通常具有以下特征：1) 河口平面外形呈喇叭形，放宽率较大，水深较浅，拦门沙位于口内，成为沙坎；2) 流域来水较少，而潮差大，潮流急，常形成涌潮；3) 流域来沙较少，泥沙主要来自口外；4) 河槽不稳定，纵向冲淤幅度大，主槽横向摆动频繁、呈游荡型。在强大潮流等动力作用下，经常发生堤岸崩坍。滩地冲淤变化大，常给堤岸治导工程、水利工程带来困难，对发展航运也不利。

钱塘江口即属于三角港河口，其平面形势见图 6-24。

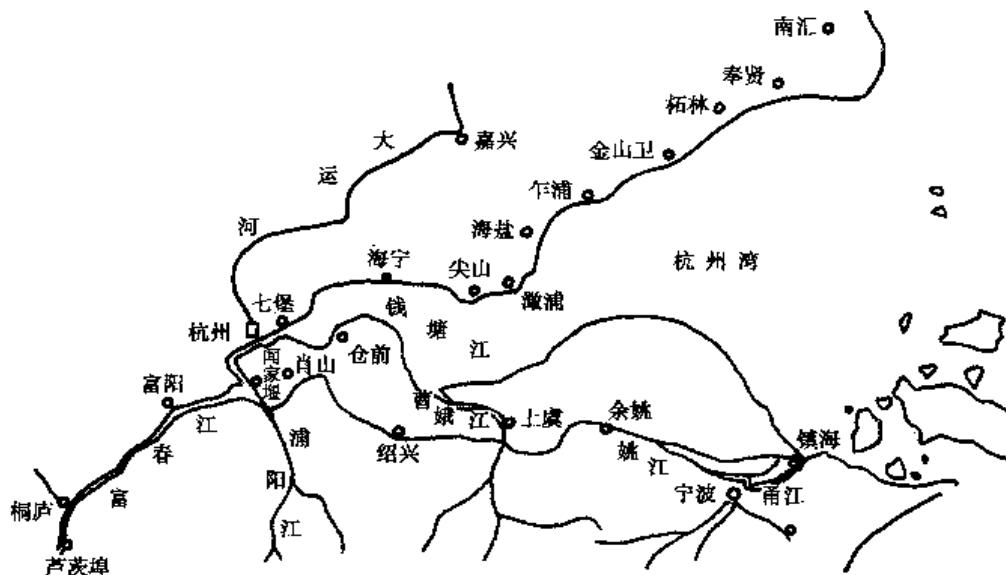


图 6-24 钱塘江河口平面图

钱塘江流域面积为 $4.99 \times 10^4 \text{ km}^2$ ，在澉浦注入杭州湾。从芦茨埠到闻家堰长 83km，基本不受海域来沙影响，河床较稳定，属河流近口段。闻家堰到澉浦长 101km，山水潮水在此相互

作用，河床宽浅，涌潮汹涌，河道善变而呈游荡型，属河流河口段。澉浦以外为杭州湾，湾长90km，湾底基本稳定，属口外海滨。

杭州湾外口南汇嘴至镇海一线，宽度达100km左右，向内逐渐收缩，澉浦断面宽20km，至杭州附近河宽仅1km，明显呈喇叭形。在纵剖面上，自乍浦到闻家堰有一高出基线最高达10m、长130km的大沙坎（图6-23）。河床由细粉沙组成，中径在0.02~0.04mm之间，缺少粘性颗粒，极易冲刷，起动流速为0.30~0.40m/s。

钱塘江潮区界芦茨埠站年平均径流总量为 $290.5 \times 10^8 \text{ m}^3$ ，年平均输沙量仅 $668 \times 10^4 \text{ t}$ 左右，含沙量一般季节不到 0.1 kg/m^3 ，洪水期也仅 $1 \sim 4 \text{ kg/m}^3$ ，属清水河流。但它属于强潮河口，潮差大、潮流强，且宽度自外向里急剧收缩，潮波反射强烈，再由于存在沙坎，水深小，促进潮波变形，潮差沿程递增。澉浦年平均潮差达5.45m，最大达8.93m，比湾口潮差增大约一倍。由于潮波变形，前坡愈来愈陡，在大尖山附近发生涌潮，到海宁附近，涌潮通常高1~2m，最高可达3m，波速最大可达10m/s，对河口段河床冲淤变化影响很大，具有极大破坏力。澉浦站平均含沙量一般为 $3 \sim 4 \text{ kg/m}^3$ ，涌潮来时含沙量剧增，尖山断面最高含沙量可达 51.5 kg/m^3 。

由于潮波变形，导致涨潮历时缩短，落潮历时延长。当山水不大，涨、落潮水量基本相近时，涨潮流速大于落潮流速，形成湍急的涨潮流，海宁实测最大垂线平均流速达4~5m/s。当山水大时，会减小涨潮流速和涨潮量。这些，都会导致涨、落潮的输沙不平衡，从而造成了钱塘江口的河床不稳定。这种不稳定体现为纵向和横向两方面。纵向不稳定是因涨潮流速加大，导致将泥沙向上游方向输送，产生了净的向上游的输沙量。在大潮汛季节，泥沙在上游段落淤。在洪水季节，泥沙向下游搬运，形成上冲下淤。故在上游河段是洪冲枯淤，而下游河段则是洪淤枯冲，且冲淤强烈。如海宁至七堡河段位于沙坎的滩顶（图6-23），其河床冲淤变幅可达4m以上。河床的横向不稳定体现为主槽的大幅横向摆动。如海宁断面海塘间距宽达27km。主流在宽阔的南北海塘间来回摆动，摆幅达20余km。造成河槽大幅横向摆动的因素很多，主要有：1)河床组成主要是细粉沙，粘性颗粒含量很少，抗冲力弱；2)河床中有开阔的滩地，滩面无植物覆盖，滩槽高差小，两岸对水流的约束力很弱；3)潮流强，涨潮与落潮水流动力轴线不一致。由于这些因素的存在，导致了钱塘江河口主槽摆动幅度大，且摆动频繁，这在其他河口是不多见的。

四、三角洲河口的演变特点

三角洲河口的主要特点是：河道放宽率不大，放宽较均匀。地形对潮波影响较小，潮波变形不很剧烈。流域来沙丰富，外海动力作用通常较弱。当山水强时，落潮流速大于涨潮流速，山水对河床演变常起主导作用。在这类河口中，各河口形式多样，各有其自身演变特点。现将我国主要几个三角洲河口的演变特点简要介绍如下。

（一）黄河河口的演变特点

黄河河口属于弱潮多沙而摆动频繁的堆积性河口，其河道变迁情况见图6-25。黄河口潮差在神仙沟口仅0.5m，向两侧逐渐增大，最大可达2m左右。潮流界距口门仅2~3km，潮区界枯水期上溯可达30km。在河口段河床演变中，潮汐所起作用很小。黄河入海年平均径流量约 $450 \times 10^8 \text{ m}^3$ ，而年平均输沙量近 $12 \times 10^8 \text{ t}$ ，水少沙多。利津站多年平均含沙量高达 25.66 kg/m^3 ，为长江大通站的50倍。来沙中约有 $2/3$ 的泥沙堆积在三角洲和滨海区内，使河床逐渐淤高，河堤不断加高，形成所谓的地上河。在较大洪水下泄时，往往发生改道，水流另找捷径，流

向比较低洼的地带。故三角洲向前推进迅速，河口区河床演变非常剧烈，轮番决口、改道，摆动频繁，淤积严重。

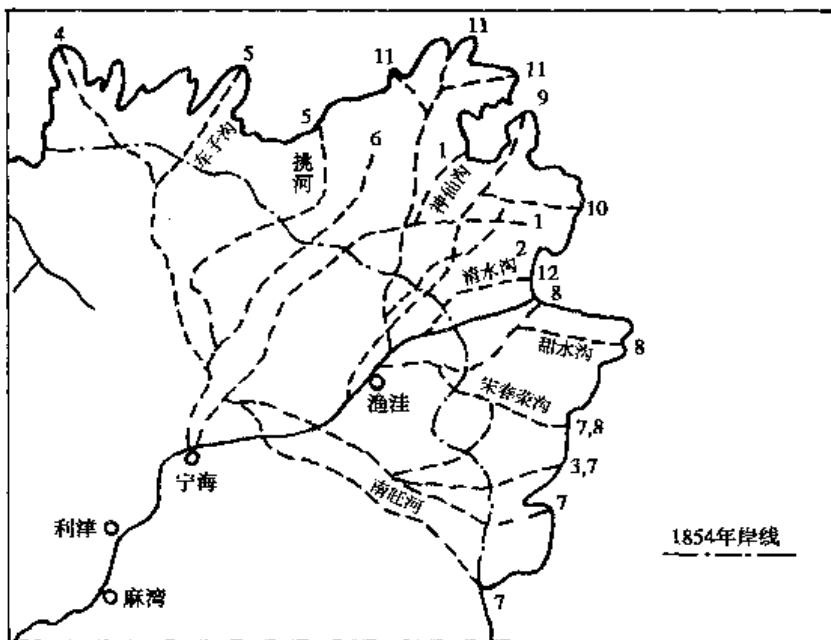


图 6-25 黄河口河道变迁图

1. 1855 ~ 1889; 2. 1889 ~ 1897; 3. 1897 ~ 1904; 4. 1904 ~ 1917; 5. 1917 ~ 1926; 6. 1926 ~ 1929; 7. 1929 ~ 1934; 8. 1934 ~ 1953; 9. 1953 ~ 1960; 10. 1960 ~ 1964; 11. 1964 ~ 1976; 12. 1976 ~ 至今

黄河自 1855 年在河南省铜瓦厢决口夺大清河注入渤海以来，形成了以宁海为顶点，北起徒骇河口南到支脉河口的扇状三角洲，面积约 5450km^2 。自那时以来，黄河口在扇面轴点附近决口改道 10 余次。造成改道的原因是来沙大量堆积，口门外移，尾闾河槽淤高，泄流不畅，导致水流另寻捷径入海。改道后引起改道点以上河段发生“溯源冲刷”和水位下降，而改道点以下，在改道初期一般淤积很快，比降减小，淤积至一定程度后，其淤积便自下游向上游方向发展而具有“溯源”性质，口门则逐渐堆积并向外延伸。

完成一次河道改道而流路横扫三角洲的演变周期，可称为“大循环”。完成一次大循环历时 50 多年；大循环后，海岸线普遍向前推进 5 ~ 20km。在改道后，尾闾流路在演变发展过程中，又大体经历：改道初期游荡散乱，归股，转向单一顺直型，再发展为弯曲型，在大流量时会发生出汊摆动，河道逐渐走向衰亡，在适当条件下便发生下一次改道。在一条流路上的这种演变过程，称为“小循环”，需时约 8 ~ 10 年。这种演变规律，是总结了多年实际观测资料得到的。图 6-26 是黄河改道大、小循环示意图。

1947 年黄河归故道时，是由神仙沟、甜水沟和宋春荣沟三股入海，神仙沟于 1953 年夺流独股入海。自本世纪 50 年代以来，由于人工控制，摆动轴点下移至鱼洼，摆动范围缩小。

在过去的 10 多次改道中，有的是在人工控制下进行的。例如，其中一次是由于黄河山东段淤积严重，乃于 1976 年 5 月人工改道由清水沟入海，行水 10 余年后，已进入衰亡期，河口有巨大拦门沙。经 1988 年综合治理，初步实现了河归正道，打通河口的治理要求。

当河口改道他迁后，海洋动力把沿岸新淤积的泥沙冲刷他移，使

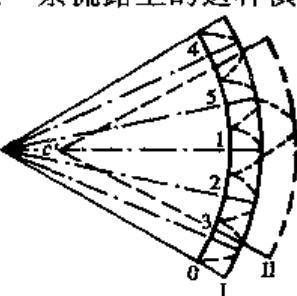


图 6-26 黄河改道大、小循环示意图

I、II-大循环；1、2、3、4、5-小循环；c、c'-三角洲顶点

岸线不断后退，水下岸坡逐渐变缓，岸线后退速度也相应减缓，直至相对稳定为止。黄河三角洲在相当大的范围内以每年 $100\sim300m$ 的速度侵蚀后退。

在改道清水沟之前的1964~1973年间，黄河三角洲因泥沙淤积平均每年造陆 $50.7 km^2$ ，海岸线和河口沙嘴都向前延伸。但就整个三角洲来说，由于海洋动力的侵蚀作用，岸线后退，故在长时期的平均造陆速度比某一短时间内的造陆速度为小。

(二) 长江河口的演变特点

长江是我国第一大河，年径流总量达 $9250 \times 10^8 m^3$ ，多年平均流量为 $29200 m^3/s$ ，大通站悬移质多年平均输沙总量为 $4.86 \times 10^8 t$ ，平均含沙量 $0.544 kg/m^3$ 。长江口中浚站年平均潮差为 $2.66 m$ ，最大潮差为 $4.62 m$ ，属中潮河口。潮量较大，洪季大潮达 $53 \times 10^8 m^3$ ，枯季大潮也达 $39 \times 10^8 m^3$ 。径流量大，潮流也强，落潮总量总是大于涨潮总量，这样才能排泄径流。枯水大潮汛时，潮区界可达距海口 $650 km$ 的安徽大通，潮流界变动于镇江与江阴之间。习惯上把徐六泾以下统称为长江口。长江口泥沙主要来自内陆，口外沿岸流从北带来的占少量。长江口区大潮平均含沙量为 $0.70\sim1.36 kg/m^3$ ，小潮为 $0.12\sim0.77 kg/m^3$ ，长江口平面形势见图6-27。

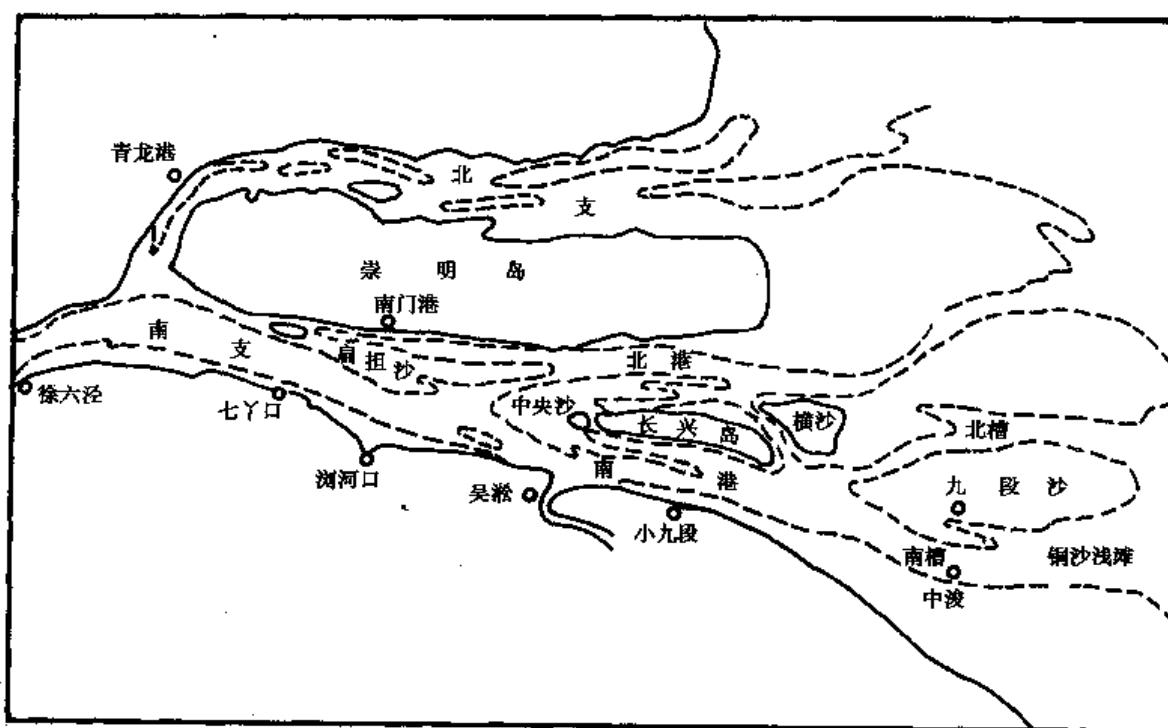


图 6-27 长江河口平面图

长江河口河床演变有以下几个主要特点：

1. 沙岛浅滩使河道有规律地分汊

对于涨潮流，落潮流对其阻力作用最大。当河槽窄而深时，常是在落潮流速较小的两岸和河底先涨；对于宽浅河槽，涨潮流常避开落潮主流而另辟流路，导致涨落潮流分离。长江口属宽浅河槽，涨落潮流量都很大，加上地球自转引起的科氏力作用，故易造成涨落潮流分离，泥沙易于在其间淤积成沙岛浅滩，使河道形成有规律的三级分汊：即由崇明岛分河道为南北支，由长兴、横沙等岛分南支为南北港，由九段沙分南港为南北槽。目前北支已渐萎缩而趋衰亡，但在口外海滨有可能再度出现分汊。

2. 沙岛南冲北淤并趋向北移

这种现象体现为原在岛中部的崇明县城现已滨临南岸，长兴、横沙等岛也出现南冲北淤。

这与科氏力的作用和江面宽阔而使涨落潮流分离有关。在科氏力长期作用下，在分汊口使落潮主流偏向右汊，而由于江面宽阔在同一河槽中也有使落潮主流偏向右岸，涨潮主流偏向左岸的趋势。南支和南港的落潮流都偏南岸，涨潮流则偏北岸。涨潮流历时短，速度大，贴岸上溯时对岸滩冲刷作用强，再加上大潮汛时强劲的风浪作用，故沙岛南边受冲刷而崩退，北边则在淤涨，导致沙岛北移。

3. 主泓摆动，南北港交替兴衰

长江口大量的推移质泥沙运动大都是由局部地区滩槽变化造成的，表现为浅滩下移和沙嘴延伸。这种浅滩下移是导致分汊口流量调整和汊道交替兴衰的主要原因之一。由于涨落潮流路分离，涨潮流偏于北汊、落潮流偏于南汊。当落潮流主泓先走南港时，由涨潮流带进北港的泥沙落潮流不能全部带出，便在北港上段发生淤积。推移质主要由南港入海，引起南港的变化，使河槽容积减小，阻力加大，而北港河槽阻力相对较小，导致落潮流主泓逐渐改走北港。由此引起落潮流摆动和南北港河床的剧烈变化。当落潮流主泓指向南港则南港淤、摆向北港则北港淤，落潮流主泓偏向任何一汊都不稳定。1842年以来，长江口主泓摆动达7次之多。1965至1973年期间，南北港分水分沙基本平衡时，出现了相对稳定的局面，但因中央沙头受冲后退，分汊口下移，出现了扁担沙尾部滩槽冲淤变化，导致大量泥沙下移，南北港又出现新的不稳定。

另外，潮波的方向对各汊道的发展也有作用，凡汊道走向与潮波传播方向一致的，就易于维持；否则，就易衰亡。同时，在分汊口附近，由各汊道进来的潮波在此会合，形成“会潮点”，此处因低流速持续的时间长，泥沙易落淤而形成浅滩。

(三)珠江河口的演变特点

珠江流域雨量丰沛，多年平均径流量 $3037 \times 10^8 \text{ m}^3$ ，年平均输沙量仅 $0.828 \times 10^8 \text{ t}$ ，平均含沙量 0.27 kg/m^3 ，水丰沙少，河道较稳定。珠江河口平均潮差仅 $0.86 \sim 1.66 \text{ m}$ ，最大潮差 3 m ，属弱潮河口。因河口有许多山丘、岛屿起屏障作用，故波浪作用较弱。

珠江河口共有8个口门，自东向西依次为虎门、蕉门、洪奇沥、横门、磨刀门、鸡啼门、虎跳门和崖门，分属不同河流系统，如图6-28所示。各口门处动力作用差异很大，故发育成两种类型的河口。一类是西江和北江主干入海口，径流强、潮流弱，盐淡水交混属高度成层混合型，常出现盐水楔，盐水界的移动范围较小。汛期，在盐水楔楔顶所在处泥沙集中堆积成拦门沙；由于径流强劲，三角洲向东南伸展突出。另一类是珠江主干和潭江的入海口，属于径流弱、潮流较强的河口。河口形态呈喇叭状向内深入，水道宽阔顺直、很少分汊，潮波传播至此能量聚集，潮差增大，盐淡水交混在汛期呈弱混合型，而枯季则会呈强混合型，泥沙多呈周期性往复搬运，未见有明显的河床隆起地段。

珠江三角洲上水网发达，这是弱潮河口三角洲的共同特点。珠江水系的西江、北江径流量大，汛期主流口门宣泄不了大量洪水，故须利用支汊分洪。由于山水作用强，泥沙少，主流口门洪淤枯冲，支汊则洪冲枯淤，各汊都能长期保持，各河槽的平面位置比较稳定，这与黄河三角洲上汊道变化频繁不同。

珠江河口拦门沙的发育，促使河口发生分汊。当发生特大洪水时，受拦门沙阻碍宣泄不畅，洪水就另寻低地，冲决浅滩，开辟排泄通道，常是哪里水面落差大，有利于冲决拦门沙浅滩，就在那里形成支汊河道。作为珠江三角洲主体的西、北江三角洲，由于径流充沛，汛期水位又较高，其中西江洪水的历时比北江长，水量较北江大，西江的水位又高于北江，汛期西江和北江的水位比珠江正干和潭江水位一般可高出 2 m 以上，故北江多沿左侧向珠江正干分汊，西江则

多向右侧崖门外的黄茅海方向分汊，而西江与北江之间是西江向北江分汊。

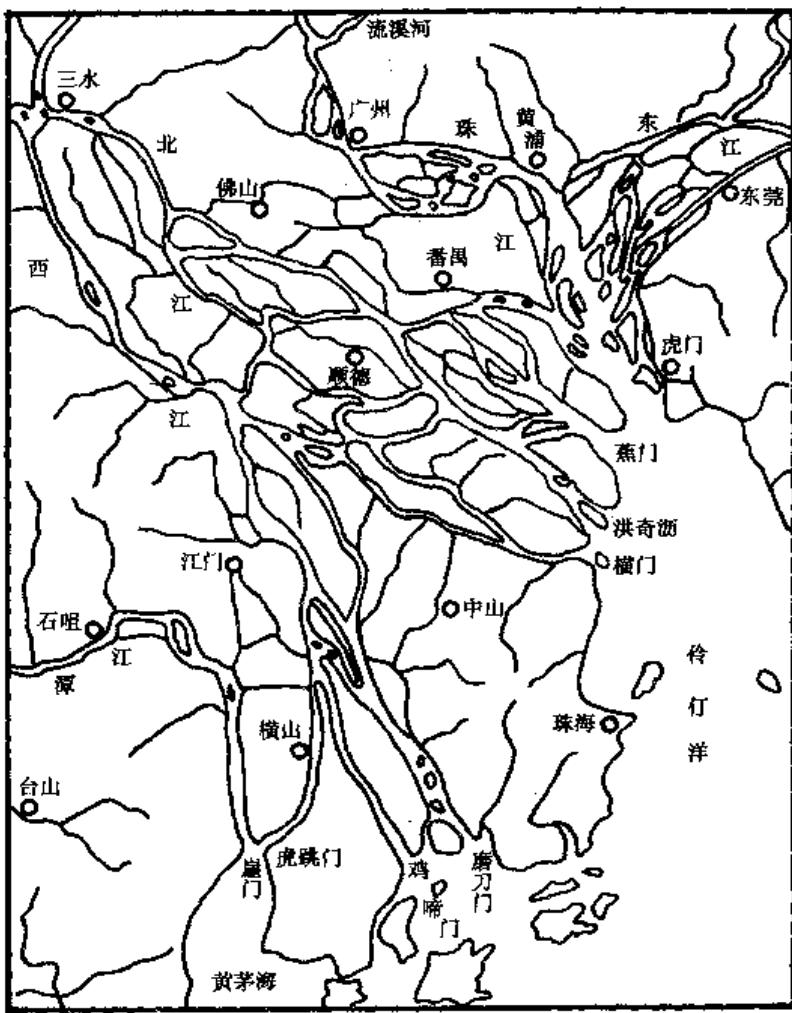


图 6-28 珠江河口平面图

思 考 题

1. 如何理解潮汐河口地区动力因素的多样性与多变性？
2. 对潮汐河口进行分类和分段的意义是什么？试说明潮汐河口地区各段的动力因素和水流泥沙运动的主要特点。
3. 试说明潮区界、潮流界和感潮河段的含义，并说明潮波和潮流在河口区运动的基本规律。潮波变形是什么，主要表现在哪些方面？潮波波速与潮流流速的区别何在？
4. 试说明河口区盐淡水混合的各种类型及盐水入侵的形成机理，并说明它们与国民经济的关系。
5. 如果从入海河流的某处引走大量淡水，试分析这将对河口地区产生什么影响。你认为这种引水最好在什么季节进行。
6. 潮汐河口泥沙运动的规律与无潮河流泥沙运动的规律有何异同？
7. 浮泥与淤泥的主要特性有哪些？它们对港口和航道工程建设有何影响？
8. 波浪对河口地区泥沙运动有什么影响？
9. 潮汐河口的河床演变特点与无潮河流的河床演变特点有何异同？
10. 三角洲河口与三角港河口各自的主要特征是什么？并说明它们各自的形成条件。

11. 为什么有的河口是在口门外或口门附近形成拦门沙，而有的河口则在口门内形成沙坎？拦门沙与沙坎对国民经济的影响如何？
12. 试述我国四大河口河床演变的主要特点。
13. 形成黄河口流路摆动和改道的主要原因是什么？
14. 试说明钱塘江口形成涌潮的原因。涌潮对国民经济的利弊如何？
15. 是什么因素导致长江口河道有规律地分汊？导致河口区涨潮流路与落潮流路不一致的原因是什么？
16. 为什么珠江口的河道及各口门都比较稳定？

第七章 河床变形计算

河流是水流与河床长期相互作用的产物,永远处于不断发展之中。河流的这种变化与调整,是通过两个方面进行的:一方面是通过床沙质来量和水流挟沙能力的对比关系使河床发生纵向的冲淤变化。当上游来沙量大于本河段的挟沙力时,本河段就发生淤积;上游来沙量小于本河段的挟沙力时,本河段就发生冲刷。另一方面是通过该河段河岸抗冲力和水流冲刷力之间的对比关系使河流产生横向变形。当水流冲刷力大于河岸抗冲力时,河岸发生冲刷,河宽就相应增大。泥沙运动及河床冲淤变化的正确预报是水利工程规划和设计中必须解决的,如长江三峡及黄河小浪底等大型工程中泥沙问题都是重大关键技术问题。在工程实施前,人们需要对泥沙运动及河床冲淤变化作出定性甚至定量的预测,对可能出现的问题采取适当的对策。河床变形计算就是进行定量预测的方法之一。

河床变形计算的物理和理论基础来源于河床演变学、泥沙运动力学、水力学、流体力学等各门学科,计算方法主要基于工程数学和工程力学原理,计算工具目前主要采用计算机。河床变形的数学模型就是利用水流运动方程、泥沙方程、河床变形方程、挟沙力公式、断面冲淤分布函数以及河床演变的实测资料等,采用数学上的解析解法或数值解法(有限差分法、特征线法、有限单元法等),确定河道的沿程变化和随时间变化情况。河床变形计算的数学模型有着不同的类型,根据其所考虑单向、平面、空间等问题,可分为一维、二维、三维数学模型。

早在 20 世纪 50 年代就开始了对于河床变形计算的数学模型研究。50 年代初,一维数学模型就广泛出现,前苏联的罗辛斯基和库兹明,美国的哈里森(A.S Harrison),前西德的汉森(W.Hanson)等就使用了较为简单的一维数学模型。50 年代后期,我国的谢鉴衡、韩其为、许协庆、窦国仁、张启舜等人也对一维数学模型进行了广泛的研究。经过后来许多学者对一维数学模型的发展、改进,目前已比较成熟,对于研究长时期的河床变形,精度也能得到保证。然而对于短时期、短河段以及河流某些局部的冲淤变化,一维数学模型的精度就不太可靠,这就要求数学模型向二维甚至三维的方向发展。有些学者提出了平面二维全沙数学模型的基本方程式及计算模式,对于悬移质泥沙,给出了非均匀不平衡输沙方程;对于卵石推移质,给出了来沙条件的局部输沙方程;有的研究者在解二维水流方程时,使用了 ADI 法和动边界技术;在求解非均匀沙的不平衡输沙方程时使用了剖开算子法等求解方法。但由于水流和泥沙运动规律的复杂性,河道的冲淤变化又受许多自然因素的制约,因而对许多问题的处理有待进一步研究和完善。至于三维数学模型,需要高度的电算技术,尚在发展阶段,虽然三维水流计算已有一定进展,但仍有待于进一步的发展以克服泥沙运动与河床变形计算的困难。

第一节 一维河床变形计算

数学模型的建立必然要以数目足够、能正确反映水沙运动与河床冲淤过程的关系式和数学的解法为基础。物理基础就是根据质量、动量、能量等守恒原理推导出来的连续、动量、能量方程式以及河道的输沙量、挟沙力、泥沙颗粒组成、糙率系数、断面冲淤分布表达式,还要考虑

河流的类型、河床的抗冲性、河岸的稳定性等。数学基础就是利用数学的方法将有关物理过程写成数学表达式，并进行求解，以获得我们所需要的数据。

泥沙数学模型按照所模拟的水沙运动在空间的变化情况，可分为一维、二维及三维模型，其中二维模型又可分为平面二维和剖面二维两个亚类。无论是哪一类模型，所涉及的基本问题均可归结为水沙运动基本规律和数值计算方法两大类。有些问题是所有模型共同存在的，有些问题是某一类模型特有的。本节主要讨论一维数学模型的有关问题。

一、基本方程

在冲积河流内，水流通常是非恒定的渐变流，断面的面积、水位、流速等水力要素都随着时间在变化，并且也随着流程变化，与水流相联系的泥沙冲淤过程也是如此。对于非恒定流，可以用包括水流连续方程和动量方程的方程组来表达，河床变形方面可以用河床变形方程（又称泥沙连续方程）、水流挟沙力公式等来描述。如果我们在计算时段内不考虑河床变形对水流的影响，则水流方程中就不含有河床变形方面的因子，泥沙连续方程也不含有水流方面的因子。

（一）水流方程

1. 水流连续方程

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (7-1)$$

2. 水流运动方程

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{U^2}{C^2 R} + \frac{\alpha}{2g} \frac{\partial U^2}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} \quad (7-2)$$

（二）泥沙方程

1. 河床变形方程

$$\rho_s' B \frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{\partial G_s}{\partial x} = 0 \quad (7-3)$$

2. 挟沙力公式

$$G_{sm} = G_{sm}(U, h, \omega, D, p, \dots) \quad (7-4)$$

3. 粒径级配公式

$$p = p(G_s, G_{sm}, p', A, \dots) \quad (7-5)$$

式中： A 为过水面积； Q 为流量； U 为断面平均流速； z_0 为河底高程； x 为沿程距离； R 为水力半径； z 为水面高程； t 为时间； C 为谢才系数； α 为断面流速改正系数； g 为重力加速度； ρ_s' 为泥沙干密度； B 为河宽； G_s 为输沙率； G_{sm} 为水流挟沙力； h 为断面平均水深； D 为粒径； p 为泥沙粒径级配； p' 为前一时段泥沙粒径级配。

上述基本方程主要是基于下列假设推导出来的：

1. 河道大致顺直和均匀，通过横断面的流线彼此大致平行，可以按一维水流考虑。有些长河段不满足该条件，如分成若干小河段后就基本满足。
2. 水面曲率很小，坡降较小，断面各点满足静水压强分布。
3. 阻力系数可以利用恒定流的阻力公式计算。
4. 挟沙水流密度不变。
5. 同一时间段内不考虑河床变形对水流的影响。也就是说可以将水流、泥沙方程分开，解方程时可先求解水力要素，再用水力要素解出泥沙因子。

上述基本方程目前尚无普遍的解析解,实践中常采用近似的数值解,应用较多的有差分法和特征线法,由于差分法具有较大的灵活性,在实践中应用更为广泛。在具体求解上述方程时,一般把来水、来沙划分为若干时段,使每一时段的水流接近于恒定流;同时,将河道划分为若干河段,使每一河段的水流接近于均匀流,然后按恒定均匀流进行计算。例如,在悬移质造床的条件下,上述主要方程常写成有限差分形式:

$$Q = AU \quad (7-6)$$

$$\Delta z = \frac{U^2}{C^2 R} \Delta x \quad (7-7)$$

$$\Delta z_0 = \frac{(S_1 - S_2) Q}{\rho_s B \Delta x} \Delta t \quad (7-8)$$

式中: Δz 为上下断面水位差; Δx 为河段长度; Δt 为时段; Δz_0 为河段冲淤厚度; S_1, S_2 为上下断面含沙量。

根据式(7-6)和式(7-7)计算各断面的水力因素,然后按式(7-8)逐个时段,逐个河段计算冲淤厚度。

二、计算方法

由于差分法在实践中应用较为广泛,故对其作简要介绍。

(一) 差分法类型

在求解过程中,根据不同的简化,不同的边界条件,不同的差分形式以及所考虑问题的全面性等情况,可将求解分为几种类型。

1. 按时段内流量变化分:

①恒定流解:就是在一个计算时段内流量不变,并认为在无支流汇入或水库调节的情况下,在本计算时段内整个河段流量沿程不变。

②非恒定流解:就是认为流量在计算时段内随时间变化,在计算河段沿程变化。

2. 按水流方程和泥沙方程是否联合求解分:

①耦合解:就是考虑同一计算时段内河床变形对水流的影响,将水流方程和泥沙方程直接联合求解,同时解出水力要素及河床变形等。这种计算方法对不同的时间步长是无条件稳定的,但较复杂,适用于河床变化比较迅速的情况。

②非耦合解:不考虑同一时段内河床变形对水流的影响,只认为该时段河床变形的结果是下个时段的边界条件,将水流方程分开求解:即先解出水力要素,然后再利用水力要素及泥沙方程解出泥沙因子,如此交替进行。这种方法较为简单、概念清晰,应用也较为广泛,但要注意其时间步长关系到解的收敛性,且要求在一个计算时段内河床高程的变化对水流的影响较小。该方法适用于河床变化较为缓慢的情况。

3. 将以上两种分类法进行组合有:

①耦合恒定流解,②非耦合恒定流解,③耦合非恒定流解,④非耦合非恒定流解。

4. 根据差分的处理方式分:

①在整个计算过程都采用显式差分;

②在整个计算过程都采用隐式差分;

③在整个计算过程中显式差分与隐式差分交替使用,比如:解水力要素时采用隐式差分,解泥沙要素时采用显式差分。

(二) 差分法要点

1. 差分方程的建立

差分法是用偏差商代替偏导数, 把基本方程组即偏微分方程转化为差分方程, 用差分方程逼近微分方程, 并根据所求问题的初始条件和边界条件合理地给出离散化代数方程(即差分方程)的初始条件和边界条件, 通过离散化、代数化的过程, 求得 $x-t$ 平面上网格各点的变量近似数值解的方法。其中 $x-t$ 平面上的网格, 应根据原始资料情况和计算精度及稳定性的要求, 选取适当的距离步长(Δx)和时间步长(Δt)来构成。差分法解出的虽然不是理论解, 一般不能保证解的光滑性, 但对任意形状区域只要处理得当也能得到合理的结果。

由于基本方程组中的偏导数可用不同形式的偏差商来代替, 因而可以有不同的差分格式。一阶差商可有向前、向后和中心差商三种情况, 图 7-1a) 所示就是一阶向前偏差商:

$$\frac{f(A) - f(B)}{\Delta x} = \frac{f(x + \Delta x, t) - f(x, t)}{\Delta x} \quad (7-9)$$

图 7-1b) 是一阶向后偏差商:

$$\frac{f(B) - f(A)}{\Delta x} = \frac{f(x, t) - f(x - \Delta x, t)}{\Delta x} \quad (7-10)$$

图 7-1c) 是一阶中心偏差商:

$$\frac{f(A) - f(C)}{2\Delta x} = \frac{f(x + \Delta x, t) - f(x - \Delta x, t)}{2\Delta x} \quad (7-11)$$

由于采用了不同的偏差商, 基本方程就可演变成不同形式的差分方程。采用显式差分格式时, 对于任一时段, 由时段初的已知量求解时段末的未知量, 然后, 逐时段求得全部结果。而在采用隐式差分格式时, 需要同时联解一组差分方程, 以求得网格上后一批未知值, 因此要采用比较复杂的数学运算技术。在采用显式差分格式时, 为了保证计算的收敛和稳定, 对步长比 $\Delta t/\Delta x$ 有一定的限制, 因此对于变化缓慢的水流, 需要比较多的计算时间。隐式差分格式的步长在稳定性上没有限制, 决定步长时只要满足计算精度的要求, 这样就更适宜于计算变化缓慢的水流。

2. 差分方程的数值解法

按照图 7-2 中表示的含意(i 是距离步长指标, j 是时间步长指标), 任何变量 $f_B(x, t)$ 的函数和导数可以用下列方式表示:

$$f_B(x, t) = \lambda \frac{f_i^{j+1} + f_{i+1}^{j+1}}{2} + (1 - \lambda) \frac{f_i^j + f_{i+1}^j}{2} \quad (7-12)$$

$$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_B = \lambda \frac{f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1}}{\Delta x} + (1 - \lambda) \frac{f_{i+1}^j - f_i^j}{\Delta x} \quad (7-13)$$

$$\left. \frac{\partial f}{\partial t} \right|_B = \frac{1}{2} \left(\frac{f_i^{j+1} - f_i^j}{\Delta t} + \frac{f_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^j}{\Delta t} \right) \quad (7-14)$$

式中: f_i^j 系距离为 x 、时间为 t 时的变量值; λ 为加权系数, 反映计算点在网格中的位置, 当 $\lambda = 1$, 差分格式是隐性的; 当 $\lambda = 0$ 时, 差分格式是显性的; 当 $1/2 < \lambda \leq 1$ 时, 差分格式是稳定的。

3. 边界条件

河道数学模型的边界条件有两类。一类是外部边界条件, 它处于数学模型的两端; 一类是内部边界条件, 处于河流系统的内部。外部边界条件随水流特性而变, 如果水流是缓流, 在河

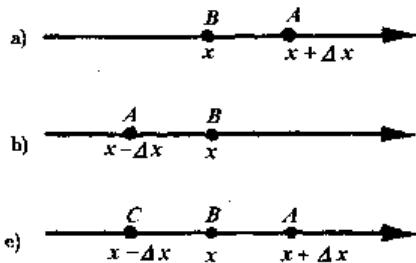


图 7-1 一阶差商的几种不同形式

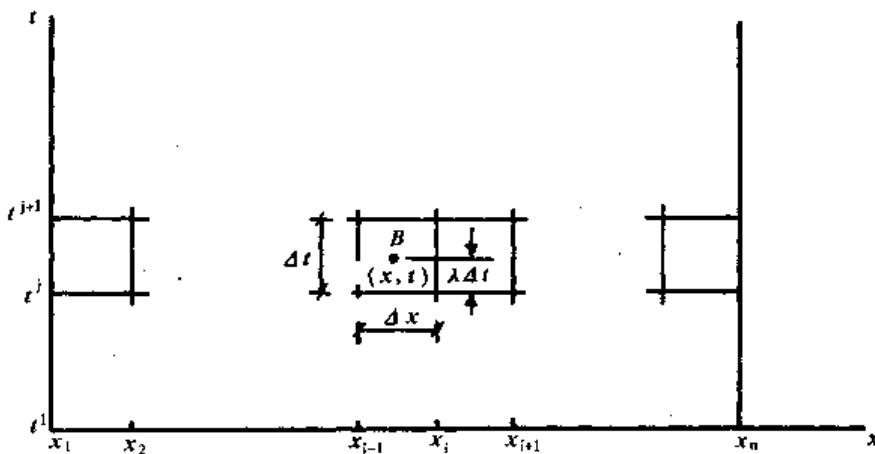


图 7-2 差分法网格

段下游端就一定存在一个确定的关系,例如水位流量关系或水位过程线。对于急流来说,下游边界条件是不起作用的,主要须确定上游端边界条件。外部边界条件的附加方程可以写成如下形式:

$$C_0 Q_1 + D_0 h_1 = E_0 \quad (\text{上游}) \quad (7-15)$$

$$A_N Q_N + B_N h_N = E_N \quad (\text{下游}) \quad (7-16)$$

式中的系数 A, B, C, D, E 根据实际资料确定。

内部边界条件是多种多样的,可以是汊道或支流的汇合点,堰流或孔口流,河道附近的调节池等,处理这类边界问题需要满足水流连续条件和能量守恒条件,例如在一个汇流点上,需要满足的内部边界条件就是:

$$Q_3 = Q_1 + Q_2 \quad (7-17)$$

$$h_1 + \frac{\alpha U_1^2}{2g} = h_3 + \frac{\alpha U_3^2}{2g} + h_{fl-3} \quad (7-18)$$

$$h_2 + \frac{\alpha U_2^2}{2g} = h_3 + \frac{\alpha U_3^2}{2g} + h_{fl-3} \quad (7-19)$$

式中: Q_1, Q_2, Q_3 和 h_1, h_2, h_3 分别代表图 7-3 上各点的流量和水深, h_{fl-3} 和 h_{fl-2} 为相应于 1,3 两点和 2,3 两点之间的水头损失。

三、河床变形计算中应注意的问题

在河床变形计算中,要根据实际情况,对一些常见的问题加以处理,处理得是否恰当,直接影响着计算结果的可靠和准确。

(一) 计算年的选取

河床变形计算中计算年选择可根据计算要求和河流的水文、泥沙条件而定,常见的有以下几种:

- 直接选用实测的水文序列,按原来的顺序排列(包括一个水文周期的若干水文年),这种方法的优点是比较符合实际,但计算繁琐,工作量较大。
- 选用若干个典型的丰、中、枯水年和丰、中、枯沙年,按一定的比例排列组成若干个水文年作为一个水文周期,但要注意该组合的造床作用应基本符合实际。

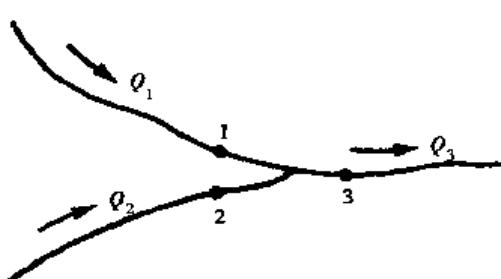


图 7-3 汇流点示意图

3.选用输沙量与多年平均输沙量相当的典型年作为计算年,其优点是计算简便,也有一定的精度,故常被采用。

4.选用一个具有代表性的较短序列的连续水文年,如5年或10年,再选一个或多个特征年加入其间作为一个周期来计算,该周期要反映实际的水文情况。例如水利水电科学研究院在计算三峡水库的河床变形时,就采用了1961年到1970年10年作为典型序列,外加1981年的大洪水及1960年的枯水年作为特征年,组成一个12年的水文周期,进行循环计算。

5.有的泥沙研究工作者将模糊数学的概念引用于典型泥沙年的选择,值得参考。

(二)流量的分级

计算时,上游入口的流量过程线是已知的边界条件。需把实际的流量过程线作适当的划分和概化,以决定各计算时段和相应的计算流量,现介绍三种方法。

1.按等时段划分。该方法效果较差,有时反映不出流量突涨突跌的情况。

2.按流量变幅情况划分。流量变幅小,时段分得较长一些;流量变幅大,时段可较为短一些。这种分法比较符合实际,能准确地反映出流量过程中的峰谷,但较为麻烦,如图7-4所示。

3.按等幅流量分。首先确定分级流量

图7-4 按变幅流量分级

变幅 ΔQ ,然后按 ΔQ 在流量过程线上去截取,便可获得坐标 (Q_k, t_x) 。该分法较为简便,便于计算机操作,也较为符合实际情况,见图7-5。流量分好级后,就将对应的一组组数据 (Q_k, t_x) 输入程序作为流量过程线。

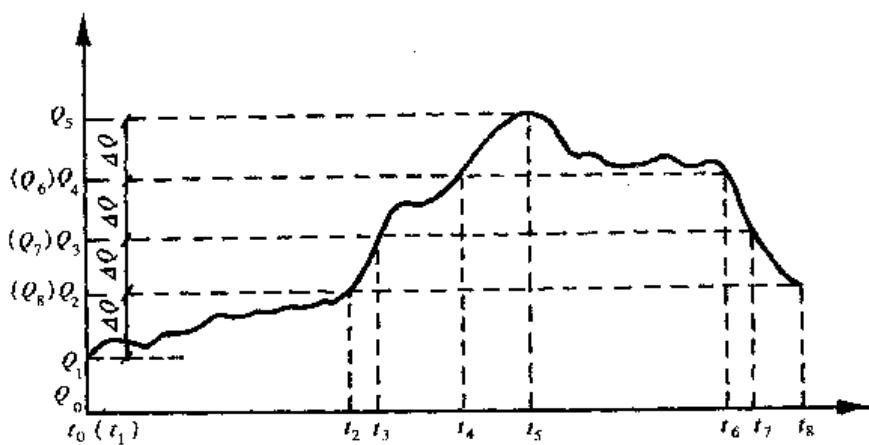


图7-5 等幅流量分级图

(三)河段划分和典型断面的确定

河段的划分和典型断面的选取是河床变形计算中很重要的环节。河道地形、断面形状有许多原始资料,其选取恰当与否,影响着计算精度,一般来说要注意以下一些问题:

- 1.河段划分应使每一河段内的比降、断面形状、流量变化和床面物质组成等大致相同,避免在河段中有突然的变化。
- 2.有支流汇入和分流的情况下,分流点和汇入点应成为划分河段的分界线。图7-6中应

取 AA 和 BB 断面,而不取 CC 和 DD 断面,因为后者几乎没有可完全控制的体积,无法确定其水力要素。

3. 表征距离的曲线坐标 x 的方向宜沿着主流方向,多数是选择水流动力轴线,如图 7-6 中的点划线。

4. 选择断面时,应选择能代表该河段平均特性的断面,在突然收窄、突然扩大、浅滩、深潭、整治建筑物、桥墩等处,可将其设为典型断面加入其间。同时断面要垂直于主流方向,即 x 方向,只有这样,才能真实反映一维情况下的断面平均流速及其它水力要素。在弯道处要特别注意这一点,其正确的划分可见图 7-7a)。

5. 河段划分的长短,即相邻两断面间的间距大小,可长可短,视所研究的具体对象而定。比如:重点研究的河段可分得细一些,一般了解的河段可分得粗一些;河床变形及泥沙特性变化复杂的河段可分得密一些,变化不大的河段可分得疏一些。研究大河的一般冲淤问题时,河段的计算长度可采用数千米;研究局部河段的疏浚效果时,计算河段长度就要缩短到 $100 \sim 200m$ 。

6. 河段分好后,每河段应选择一个有代表性的典型断面,并将其概化为较简单的几何图形,以便计算,如图 7-8 所示。一般都尽可能概化成矩形或矩形的组合体。

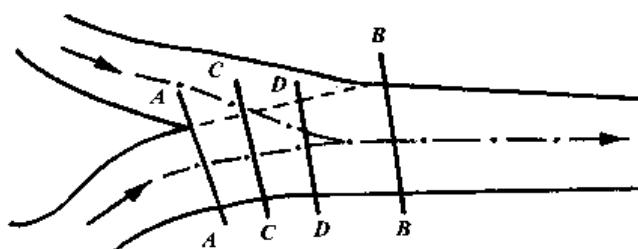


图 7-6 支流汇入处断面划分情况

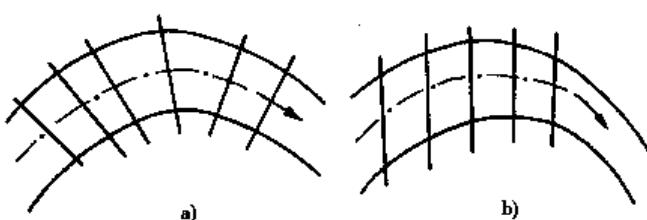


图 7-7 弯道处断面划分情况

a) 正确的划分; b) 不正确的划分

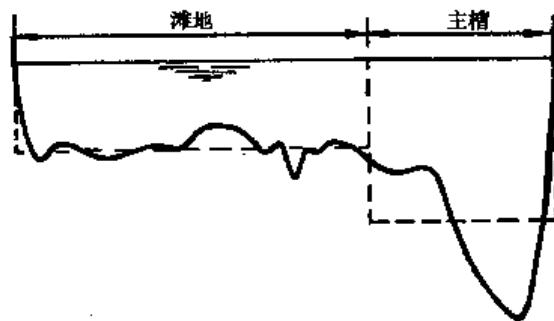


图 7-8 河床断面概化图

(四) 计算时段的划分

在河床变形计算中,计算时间步长的划分非常重要,它不仅关系到计算的精度,而且影响着计算过程的稳定性与收敛性。其选择的方法可能有以下三种:

1. 等时段:在计算过程中始终按定常的 Δt 递增,该方法较为常用。
2. 不等时段:按流量的变幅选择计算时段,变幅小,时段可取长一些;变幅大,时段可取短一些,事实上就可按流量分级后相应的时间计算下去。
3. 先不等时段,后等时段:一般是先采用一个较小的时间步长 Δt 进行计算,然后按一定的大于 1 的比例 K 逐渐增大步长,使该时段的计算步长变为 $K^n \Delta t$ (n 为计算的时步数),直到达到规定的最大计算步长 Δt_{max} 后,再按时间步长 Δt_{max} 等时段计算到结束。在计算中如果采用显式差分格式,其计算步长 Δt 受着稳定性的限制,不能任意选取,其限制条件为: $\Delta t \leq \Delta x / c$, 其中 c 为波速, $c = \sqrt{gh} + U$ 。对于隐式差分格式的计算方法,虽然是无条件稳定的,时间步长不受稳定性的限制,但不能取得过大,否则不能满足计算精度的要求。

(五)糙率的确定

不论是水流计算或河床变形计算,都要用到糙率系数 n 。河流糙率是河床阻力的综合反映。由于水位、流量和河床不断冲淤变化,实际糙率值也处于不断变化之中。糙率值选择恰当与否对计算精度影响很大,因此,必须十分慎重地予以确定,不能简单地选用一个恒定值。一般应根据已有的实测水文资料反求不同水位条件下的糙率值,将其作为选择的参考。在这里应特别注意考虑两种情况:一是不同水位下河床形态、植被构成对糙率的影响;二是河床组成以及因冲淤造成的粗化或细化对糙率的影响。因此,在计算过程中应根据实际情况随时注意调整糙率的数值。

(六)输沙率计算

在计算输沙率时,应根据实际情况确定计算公式。由于悬移质和推移质在不同河段和不同条件下对河床演变的影响不同,计算时可以同时考虑两者或者只考虑其中的一种。如山区性河流一般以推移质运动为主,计算河床变形时可忽略悬移质的影响;而推移质运动极小的平原河段的淤积问题主要由悬移质落淤造成,则可只考虑悬移质问题,这样可以简化计算过程。

当只考虑悬移质时,可用下列公式:

$$G = Bg_s \text{ 或 } G = QS \quad (7-20)$$

当只考虑推移质时,则用:

$$G = Bg_b \quad (7-21)$$

两者都考虑时取其之和。上两式中, S 为水流挟沙能力; g_s 为悬移质单宽输沙率; g_b 为推移质单宽输沙率,可选择前面几章介绍的有关公式,由水力、泥沙要素进行计算。输沙公式有一定的局限性和经验性,因此,选用公式要慎重。一般都应根据本河段的实测资料对公式进行验证,了解其适用性,并校正其中的系数和指数后再行使用(如沙莫夫公式等)。此外,在悬移质计算时应区分床沙质和冲泻质。由于对河床变形起主要作用的是床沙质,除了在大型水库的淤积计算中应考虑冲泻质外,一般只考虑床沙质。

起始断面的输沙率应尽可能根据实测资料确定。一般情况下,可根据实测资料绘制流量与输沙率(或含沙量)的关系曲线,然后由计算流量确定起始断面的输沙率。上述方法适用于天然河道,当计算河段上游有控制和影响泥沙运动的水库等工程措施时,则应考虑其影响,适当调整起始断面的输沙率。

(七)泥沙的组成

在起始时段应根据实测资料确定泥沙颗粒的组成。由于河流中的泥沙组成随季节而变化,为简便计,可将汛期和非汛期分开,各选一条粒配曲线作为计算依据。如缺乏推移质实测资料,也可近似地取表层床沙的粒配曲线代替。当流量较小、流速不大时,为提高计算精度,可考虑将床沙中不能起动的部分剔除。

(八)床沙粗细化的影响

河床实际演变过程中,床沙组成是不断变化的,冲刷使床沙组成粗化,淤积使床沙组成细化。床沙粗化或者细化不仅影响床沙质和冲泻质的划分,而且对河床阻力、输沙能力以及河床的稳定性产生显著影响。对此,在计算过程中应予以考虑。目前对于这一问题尚无满意的处理方法,一般仍然根据实际情况预估床沙粒配的变化。

(九)冲淤方式的假定

冲淤方式的假定有两个重要的原则:首先是假定应尽可能与河道实际冲淤情况相似,其次是进行合理的简化以便于计算。因此,事先应对河道中不同河段过去在不同条件下的冲淤方

式进行调查分析,然后根据计算要求参考调查分析结果作出合理假定。在一般情况下,当河道淤积时,可假定按原来的断面平行淤高;当河道冲刷时,如河岸不易冲刷,可假定按原来的断面平行下切;如河岸能冲刷,则可假定按一定的宽深比关系进行冲刷。

(十)影响计算精度的原因

精度就是数学模型的模拟值与实测值的差别程度。事实上,计算值不可能与实测完全相符,只可能将其差别程度降低到尽可能小的范围。影响精度的因素很多,对于一维数学模型来说,可能有以下一些原因:

- 1.划分的计算河段和时段太长。
- 2.基本方程过于简化或近似,差分本身就是一种对微分的近似,包含固有误差。
- 3.河道阻力不可能完全反映实际。在计算时可选取不同的曼宁糙率系数 n ,探求其对计算结果的影响。
- 4.挟沙力公式及其系数选取不当,而挟沙力公式大多不能完全符合实际情况。可以采用不同的挟沙力公式或同一挟沙力公式不同的系数,探索其对计算结果的影响。
- 5.测验技术不够精确、先进,以致原始资料带有较大的误差。
- 6.资料不足,缺乏分析反求河道糙率等要素的基础。
- 7.地形特征的概化不佳。
- 8.有许多因素未加考虑,如浑水粘性、容重,阻力沿断面的分布等。

当然还有其它许多影响精度的因素。只要能抓住主要因素,有时就可能减小误差,进一步提高精度,使数学模型具有更高的质量和准确性。

四、河床冲淤计算

(一)断面冲淤分配

求出了水流挟沙力、实际输沙量,将有关变量代入河床变形方程式(7-3),并按差分格式可获得各个断面的冲淤面积 ΔA_b 。为了更加切合实际,可以考虑该冲淤面积 ΔA_b 在横向的分布,其分布形式可按不同的方法确定:有采用均匀分布的,有按流量模数分布的,有采用按水流拖曳力分布的,也有按摩阻流速与沉速的对比情况来分布的。现介绍前两种:

1.按全断面均匀分布

均匀分布就是将全断面的冲淤面积 ΔA_b ,均匀地分布在计算水位以下的河床上,即:

$$\Delta z_0 = \frac{\Delta A_b}{\chi} = \frac{\Delta A_b R}{A} \quad (7-22)$$

式中: Δz_0 、 A 、 χ 和 R 分别表示断面的冲淤厚度、过水断面面积、湿周和水力半径。

这种方法简单易算,对于洪水没有漫滩,滩槽水力条件相差很小的河流来说,该方法可以满足精度要求;但对于洪水漫滩以后,滩槽水力条件相差较大的河流,该方法有较大的误差。其分布略图见图 7-9。

2.按流量模数分布

过水断面的流量模数 K 反映了河道的输送能力;同样,某单元的流量模数 K_j 也反映了该单元的输送能力。所以不少研究工作者主

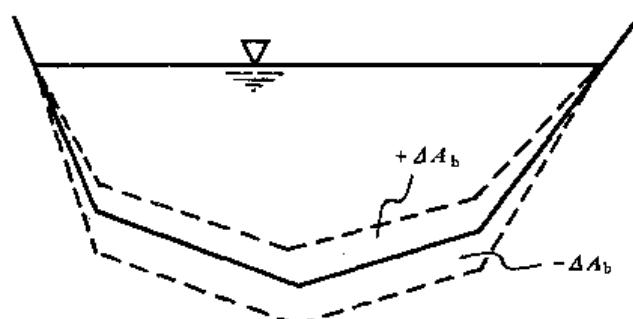


图 7-9 断面冲淤量平均分布示意图

张应该按断面的单元流量模数分配断面的冲淤面积 ΔA_{bj} , R. M. Omens 曾建议下式通用于冲刷和淤积过程:

$$\frac{\Delta A_{bj}}{\Delta A_b} = \left(\frac{K_j}{\sum K_j} \right)^m \quad (7-23)$$

式中: K_j 、 $\sum K_j$ 分别为断面单元流量模数和整个断面上的流量模数; ΔA_b 、 ΔA_{bj} 分别为整个断面上的冲淤面积和断面单元上的冲淤面积, m 表示指数。

根据流量模数的概念得断面总流量模数为:

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} = \frac{1}{n} A^{5/3} \chi^{-2/3}$$

某单元的流量模数为: $K_j = \frac{1}{n} A_j^{5/3} \chi_j^{-2/3}$, 其中

A_j 、 χ_j 可由图 7-10 求得:

$$A_j = \frac{1}{2} (h_j + h_{j-1}) \Delta y_j = \frac{1}{2} (2z - z_{0j} - z_{0j-1}) \Delta y_j \quad (7-24)$$

$$\chi_j = \sqrt{(h_j - h_{j-1})^2 + \Delta y_j^2} = \sqrt{(z_{0j} - z_{0j-1})^2 + \Delta y_j^2} \quad (7-25)$$

$$K_j = \frac{1}{n} [0.5(2z - z_{0j} - z_{0j-1}) \Delta y_j]^{5/3} [(z_{0j} - z_{0j-1})^2 + \Delta y_j^2]^{-1/3} \quad (7-26)$$

式中: n 为糙率系数, 认为全断面相同; 其余各符号含义见图 7-10。

将上式代入式(7-23), 故 ΔA_{bj} 表示为:

$$\frac{\Delta A_{bj}}{\Delta A_b} = \left\{ \frac{[(2z - z_{0j} - z_{0j-1}) \Delta y_j]^{5/3} [(z_{0j} - z_{0j-1})^2 + \Delta y_j^2]^{-1/3}}{\sum_n [(2z - z_{0j} - z_{0j-1}) \Delta y_j]^{5/3} [(z_{0j} - z_{0j-1})^2 + \Delta y_j^2]^{-1/3}} \right\}^m \quad (7-27)$$

式中: \sum 表示全断面各单元累加。

由上式求出的 ΔA_{bj} 只代表单元节点 $j-1$ 与 j 之间的单元冲淤面积, 要求出其冲淤厚度, 需将 ΔA_{bj} 除以单元的湿周 χ_j :

$$\text{点 } j-1 \text{ 与 } j \text{ 之间有: } \Delta z_{0j-1,j} = \frac{\Delta A_{bj}}{\chi_j} = \frac{\Delta A_{bj}}{\sqrt{(z_{0j} - z_{0j-1})^2 + \Delta y_j^2}} \quad (7-28)$$

点 $j-2$ 与 $j-1$ 之间有:

$$\Delta z_{0j-2,j-1} = \frac{\Delta A_{bj-1}}{\chi_{j-1}} = \frac{\Delta A_{bj-1}}{\sqrt{(z_{0j-1} - z_{0j-2})^2 + \Delta y_{j-1}^2}} \quad (7-29)$$

通常情况下, 由上式计算出来的节点 $j-1$ 与 j 之间的单元冲淤厚度 Δz_{0j-1} 和节点 $j-2$ 与 $j-1$ 之间的单元冲淤厚度 $\Delta z_{0j-2,j-1}$ 不等, 即 $\Delta z_{0j-1,j} \neq \Delta z_{0j-2,j-1}$, 从而断面在节点 $j-1$ 处就出现了冲淤不连续的情况, 或者说在该节点的左右两边的冲淤厚度不同, 这与实际情况不符。为了避免出现这种情况, 最好再进行一次修正。在修正之前, 首先作两个假定:

(1) 水边点的冲淤厚度为零: $\Delta z_{00} = 0$

(2) 两个单元之间的交点处冲淤厚度应该连续, $\Delta z_{0j左} = \Delta z_{0j右}$ 。

很显然, 水边单元的淤积形状为三角形, 中间单元的淤积形状为梯形, 分别如图 7-11 a)、b) 所示。由于

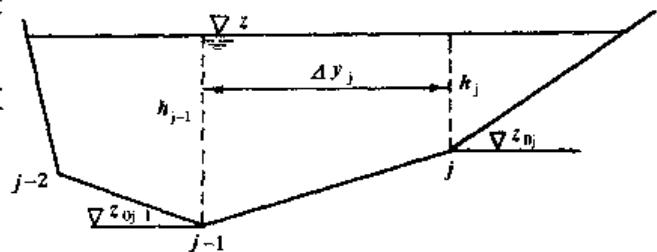


图 7-10 某横断面示意图

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta A_{bl} = \frac{1}{2} \Delta z_{01} \Delta y_1 \\ \Delta A_{bj} = \frac{1}{2} (\Delta z_{0j-1} + \Delta z_{0j}) \Delta y_j \end{array} \right. \quad (7-30)$$

所以：

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta z_{01} = \frac{2\Delta A_{bl}}{\Delta y_1} \\ \Delta z_{0j} = \frac{2\Delta A_{bj}}{\Delta y_j} - \Delta z_{0j-1} \end{array} \right. \quad (7-31)$$

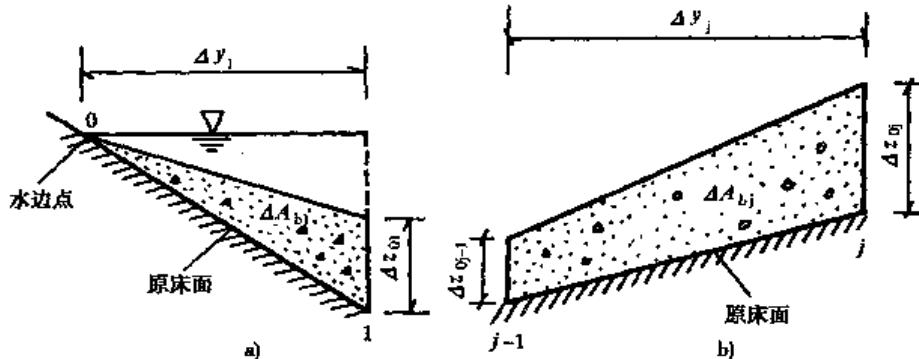


图 7-11 淤积示意图

a) 水边单元; b) 中间单元

求出各个单元的冲淤面积 ΔA_{bj} 后, 就可按上式从左到右逐点计算, 得出各单元节点的冲淤厚度(冲刷时仍然适用), 按这种方法计算到右边的水边单元时, 有可能出现:

$$\frac{1}{2} \Delta z_{0N-1} \cdot \Delta y_N \neq \Delta A_{bN} \quad \left. \right\} (N 表示右边水边点编号)$$

由于水边单元流量模数一般较小, 冲淤量相应也较少, 故可不校正, 就将按 $\Delta z_{0N-1} = \frac{2\Delta A_{bN-1}}{\Delta y_{N-1}}$ 算出的值作为 Δz_{0N-1} , 然后直接与右水边相连即可。

如果在计算流量模数时, 不用 $AR^{2/3}/n$, 而采用 $bh^{5/3}/n$, 即

$$K_j = \frac{1}{n} \left[\frac{1}{2} (h_j + h_{j-1}) \right]^{5/3} \Delta y_j = \frac{1}{n} \left(\frac{2z - z_{0j} - z_{0j-1}}{2} \right)^{5/3} \Delta y_j \quad (7-32)$$

则 ΔA_{bj} 就应表示为:

$$\frac{\Delta A_{bi}}{\Delta A_b} = \left\{ \frac{[(2z - z_{0i} - z_{0i-1})^{5/3} \Delta y_i]}{\sum [(2z - z_{0j} - z_{0j-1})^{5/3} \Delta y_j]} \right\}^m \quad (7-33)$$

上式较简单, 常被采用, 但误差要稍微大一些, 运用计算程序计算有时候要将单元流量模数 K_j 之和 $\sum K_j$ 与总流量模数 K 对比符合, 故最好采用 $K_j = \frac{1}{n} A_j R_j^{2/3}$ 。

(二) 床面泥沙冲淤计算

河道水流达到一定流速以后, 泥沙产生输移。随着来沙量、流量及水流条件的变化, 河床不断发生冲淤变形, 床沙和运动泥沙之间不断发生交换。冲刷时, 细沙被冲走, 粗沙被滞留, 床面发生粗化, 在抗冲铺盖层没有形成以前, 床沙级配随时发生变化, 同时推移质和悬移质的级配也随时发生变化。泥沙级配组成的准确确定, 对水流挟沙力、实际输沙量及河床变形的准确计算有着很大的影响。所以, 在数学模型中要对泥沙粒径组成(级配)的变化加以模拟。然而, 泥沙组成是随着水流条件的变化而变化的, 带有一定的随机性, 难以准确地予以模拟, 故目前

大多采用一些概化模式来计算泥沙级配。

当河床发生冲刷时推移质中补充了一些床沙,而床沙中较细部分被冲走,床沙粗化,其粒径组成相应也发生了变化;运动的泥沙一般比床沙细,当发生淤积时,推移质中较大颗粒落淤在河床上,床沙发生细化,组成变细,同时推移质组成也变细。

1. 河床冲淤交换层的概化模式

首先,我们将河床分成相同厚度的若干层,比如 n 层,每层厚 h_t ,如图 7-12 所示。 h_t 可取可动层厚度并令最上面一层为第 n 层,接近基岩,或者说最下面一层为第一层,则从河床床面往下依次为 $n, n-1, n-2, \dots, 1$ 层。在没有较多的实测资料的情况下,可首先认为各层的粒径组成相同,如有各层的粒径组成资料,按实测的记入。

河床交换层的概化模式如下:

①河床淤积时:认为该时段只在床面第 n 层内进行泥沙交换,新的淤积物只与第 n 层的床沙充分混合,与其它各层无关。即只有第 n 层的泥沙级配发生了变化,而其它各层依旧,此时的交换层就是第 n 层。下一个时段计算时,又将上时段的淤积厚度算在内从新的河床床面开始新分层,并认为最上面一层为交换层,但此时各层的级配已发生变化。

②河床冲刷时:如果该时段的冲刷深度 Δz_0 没有超过 h_t ,则泥沙交换只在第 n 层进行,第 n 层为交换层;如果冲刷深度超过了 h_t ,甚至几个 h_t ,则将包括冲刷深度 Δz_0 所涉及到的那层以上的各层的总厚度作为交换厚度,比如冲刷厚度为 Δz_0 ,则必有一个 n_i ,使得: $n_i < \Delta z_0/h_t < (n_i + 1)$,则该时段的交换层厚度为 $(n_i + 1)h_t$ 。进行下一个时段计算时,又从新的河床床面开始重新分层。

2. 计算床沙和推移质交换的假定

(1) 河床发生淤积

在某个时段 Δt 内,河床的淤积厚度为 Δz_0 ($\Delta z_0 > 0$),则 Δt 时段末原交换层与新淤积物的总厚度为 $h_t + \Delta z_0$ 。现作如下假定:

假定河床发生淤积时,只有推移质淤积到河床上,而床沙质不向推移质掺入。故可这样认为:推移质中厚度为 Δz_0 、大于临界起动粒径 D_{cmax} 的颗粒泥沙均匀掺入了 h_t 厚度内(充分混合),组成了厚度为 $h_t + \Delta z_0$ 的混合体(新的床沙质);而小于最大临界起动粒径 D_{cmax} 的推移质及床沙质颗粒仍保持不变(因为床沙质中也有小于 D_{cmax} 的泥沙颗粒,可认为它们不起动外移),也就是说它们仍然属于它们原来的范畴,推移质仍为推移质,床沙质仍为床沙质,并且重量保持不变。

(2) 河床发生冲刷

与前面河床发生淤积时的假定相同,认为床面发生冲刷时,只是床沙中厚度为 Δz_0 、小于起动粒径的泥沙(此处假定 Δt 时段内河床的冲刷深度为 Δz_0)。一般表示冲刷深度的变量用负值表示,即 $\Delta z_0 < 0$,但此处已经假定河床为冲刷了,所以取 $\Delta z_0 > 0$,在该部分的各个表达式中均为 $\Delta z_0 > 0$,其河床变形量为 $-\Delta z_0$ 均匀地掺进推移质中去(充分混合);而大于 D_{cmax} 的床沙以及所有原有的推移质仍然属于原来的范畴。此时的第 n 层厚度为 $h_t - \Delta z_0$ 。

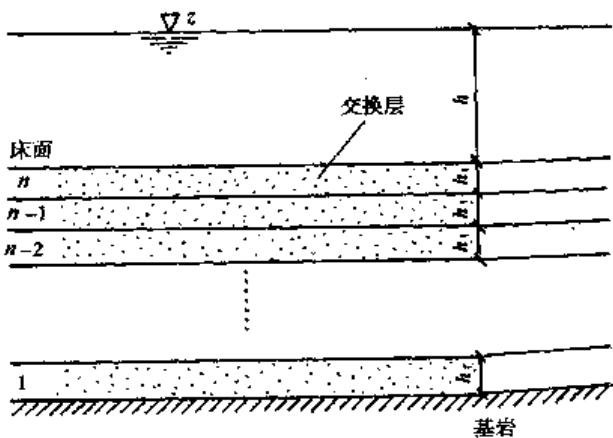


图 7-12 河床交换层概化模式

在计算床面泥沙组成时,都有一个最基本的假定:河床发生淤积时,只有推移质某部分粗颗粒落淤,而没有床沙中细颗粒的起动外移;同样,河床发生冲刷时,只考虑中床沙中某部分细颗粒被冲掉,而未考虑推移质中某些粗颗粒的落淤。事实并不是这样,不论是发生冲刷或淤积,推移质粗颗粒的落淤,床沙中细颗粒的冲刷都可能同时进行,只是它们的相对差值不同:淤积时,落淤颗粒多于冲刷颗粒;相反,冲刷时,冲刷颗粒多于落淤颗粒。所以泥沙级配的计算方法和模式有待进一步探讨。

在大多数情况下,推移质的粒径资料比较缺乏,所以多数数学模型将表层床沙的粒径组成当作推移质的泥沙组成,这样一般能满足要求,且因不必计算和存贮推移质的级配变化,而使计算得到简化。

第二节 平面二维河床变形计算概述

早在 20 世纪 50 年代初期就已开始平面二维泥沙数学模型的研究工作。但由于当时计算手段的限制,不是数学方程过于复杂以致无法求解,便是计算工作过于繁重难以广泛应用,因而不得不进行一些不适当的简化,使应用范围受到很大的限制。随着计算机及计算技术的迅速发展,平面二维泥沙数学模型得到了迅速的发展,特别是在研究河口海岸泥沙运动方面已取得了较多的研究成果,在河道泥沙运动方面也取得了较大的进展。在国内随着三峡变动回水区通航问题的研究,平面二维泥沙数学模型得到了迅猛的发展,就研究现状来说,我国无论在理论还是应用方面均达到了国际先进水平。

一、基本方程

(一)水流方程

水流连续方程

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0 \quad (7-34)$$

水流运动方程

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial z}{\partial x} + g \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} &= \nu_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial z}{\partial y} + g \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} &= \nu_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (7-35)$$

(二)泥沙方程

泥沙扩散方程

$$\frac{\partial}{\partial t}(hS) + \frac{\partial}{\partial x}(huS) + \frac{\partial}{\partial y}(hvS) - \frac{\partial}{\partial x}\left(\epsilon_x h \frac{\partial S}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(\epsilon_y h \frac{\partial S}{\partial y}\right) = \alpha\omega(S_* - S) \quad (7-36)$$

河床变形方程

$$\rho_s \frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{\partial g_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial g_{by}}{\partial y} = \alpha\omega(S - S_*) \quad (7-37)$$

悬移质挟沙力公式

$$S_* = S_*(\bar{u}, h, \omega, \dots), \bar{u} = \sqrt{u^2 + v^2} \quad (7-38)$$

推移质输沙率公式

$$\vec{g}_b = \vec{g}_b(\bar{u}, h, D, \dots) \quad (7-39)$$

上述诸式中, h 为水深; u, v 分别为垂线平均流速在 x, y 方向的分量; z 为水位; ρ_s' 为床沙的干密度; ϵ_x, ϵ_y 分别为 x, y 方向的泥沙扩散系数; z_0 为河底高程; ν_t 为涡流粘性系数; n 为曼宁糙率系数; α 为系数; S 为含沙量; S_* 为挟沙力; \vec{g}_b 为推移质单宽输沙率, 其在 x, y 方向的分量分别为 g_{bx}, g_{by} ; ω 为泥沙沉速; D 为推移质代表粒径; g 为重力加速度。

二、计算方法

平面二维泥沙数学模型的计算比较复杂, 计算量很大, 所采用的数值方法是否合理、有效, 直接影响到它的实用性。常用的方法有有限差分法、有限元法、有限分析法及边界元法等。下面简要介绍有限差分法。

有限差分法具有悠久的发展历史, 理论完善, 分类众多, 应用也很广泛。经典的有限差分法一般在直角坐标系中进行计算, 离散网格为矩形。为了减少计算量, 多采用交替方向的隐式差分格式, 即所谓的 ADI 法。这个方法的实质是将二维问题处理成两个交互作用的一维问题, 而每一个一维问题按隐式差分格式求解。具体作法是将每一时段一分为二, 前半个时段将与 y 方向有关的变量看成是已知量, 而后半个时段则将与 x 方向有关的变量看成是已知量。这种做法既可保持计算结果的稳定性, 又可节省计算工作量, 因而在平面二维泥沙数学模型中应用较多。与 ADI 法类似的做法是算子分裂法, 也有人称为分步法。其基本思想是: 把控制过程按空间方向或算子的不同数学、物理特性分裂成若干部分, 然后对各部分分别求解。在对流扩散问题中, 对流项与扩散项具有不同的数学物理特性, 如果仅用一种方法去处理, 就很难正确地反映这些特性, 往往出现各种不希望有的非物理效应, 例如数值扩散, 这些效应有可能把真正的物理现象掩盖掉。用分步法算子分裂的思想, 将不同类型的算子分裂出来放在不同的时间分步中, 用最适合于这类算子的方法分别进行处理, 可以得到很好的结果。该方法近年来在泥沙数学模型中也得到了应用和发展。

由于经典差分法和算子分裂法的离散网格为矩形, 不易模拟不规则河道边界。为了克服这一缺点, 一是采用坐标变换技术, 先将计算区域变成矩形区域, 对控制水沙运动的方程亦作相应变换, 在变换后的计算平面进行求解, 然后将计算结果再变换回原来的曲边区域去。这种方法计算十分复杂, 计算工作量大, 对仅能用离散点数值描述的不规则河道岸线更是如此。另一种方法是采用不规则网格。这种方法将有限元法划分网格的思想吸收进来, 既能保持差分法计算量小的特点, 又可较好地模拟不规则河道边界, 近年来发展较快。

三、计算中有关问题的处理

1. 阻力问题

对于平面二维阻力问题, 现有的研究相对较少, 其困难在于比降沿河宽分布的资料很难取得。多数二维数学模型是直接采用一维阻力系数进行二维计算的, 这种处理方式显然是比较粗糙的。

现阶段处理二维阻力系数比较合理的方法是, 先考察一维情况下的断面综合糙率, 然后在此基础上考察糙率沿河宽的变化。正是从这一认识出发, 李义天等通过整理实测资料求得了冲积河流同一断面两侧糙率大于中部, 凹岸糙率大于凸岸糙率以及糙率沿河宽变化规律, 并提出如下计算公式:

$$n = \frac{n_0}{f(\eta)} \left(\frac{J}{J_0} \right)^{1/2} \quad (7-40)$$

式中: n_0 为一维糙率; J_0 为一维比降; n 为二维糙率; J 为二维比降; $\eta = y/B$, y 为从一岸起算的起点距, B 为河宽; $f(\eta)$ 为经验函数。

2. 涡流粘性系数和泥沙扩散系数

平面二维泥沙数学模型中较难确定的是水流运动方程中铅直面的摩阻项及泥沙扩散方程中的扩散项。一般均假定泥沙扩散系数 ϵ_x, ϵ_y 与涡流粘性系数相等。即使如此, 要准确地确定这些系数也是很困难的, 不少平面二维模型将这些项完全略去。这种做法对岸线比较平顺的河段而言, 自然是允许的, 但对岸线不规则, 有可能产生回流的河段而言, 就不允许了。这是因为回流的出现主要是以铅直面摩阻力的存在为前提的, 主流区和回流区的泥沙交换是通过紊动扩散作用实现的。

由于测量手段的限制, 目前对清水水流的紊动结构缺乏较深刻的认识, 对挟沙水流的紊动结构更难作出可靠的测定, 在现阶段还不能从理论上确定这些系数。实测研究表明, 涡流粘性系数和泥沙扩散系数之间存在差别, 但在悬浮指标 $\omega/\kappa U_s$ 小于 1 时, 二者差异不大。天然河流中悬移质泥沙颗粒较细, 水流强度较大, 一般情况下 $\omega/\kappa U_s$ 不会大于 1。因此用涡流粘性系数近似地代替泥沙扩散系数不会引入太大的误差。

3. 平面二维水流挟沙力

挟沙力问题包括总挟沙力和分组挟沙力两个问题。挟沙力研究工作大多是着眼于一维问题的, 很少涉及平面二维挟沙力问题, 在很多平面二维泥沙数学模型中通常直接引用一维水流挟沙力公式。根据李义天等的研究, 平面二维挟沙力与一维挟沙力有较大的差异。在同样的水流条件下, 近岸处水流挟沙力较河道中部大些, 这是由于在近岸处水流紊动强度较大的缘故。

挟沙力的另一个问题是分组挟沙力的计算问题。现有的研究成果可归为三类, 一类是仅考虑悬移质含沙量级配的影响, 其方法是取水流挟沙力级配和含沙量级配相同, 并通过反复试算确定含沙量级配, 这一方法首先是韩其为提出的。按照这种模式, 当河道发生淤积时, 各粒径组的泥沙均发生淤积; 同样, 当河道发生冲刷时, 各粒径组的泥沙均发生冲刷。而天然河道冲淤变形的实际情况是, 某些粒径的泥沙发生淤积的同时, 另一些粒径的泥沙又可能发生冲刷。

另一类分组挟沙力的计算模式是仅考虑床沙组成的影响。方法是先求每一粒径组均匀泥沙的可能挟沙力, 再用每一粒径组泥沙在床沙中的百分数乘以相应的可能挟沙力, 即为该粒径组泥沙的实际挟沙力。国外发展的数学模型多属这一类, 如 HEC-6 模型及芦田和男所提出的模型等。这一模式的缺点是没有考虑各种粒径泥沙之间的相互作用及水力条件不同对分组挟沙力计算的影响。

还有一类模式是同时考虑水沙条件及床沙组成的影响, 来沙条件的影响是通过河床冲淤变化来考虑的。李义天等建立的模式属于此类。但由于水沙运动极为复杂, 这一模式也有待进一步发展。

除上述问题以外, 还有推移质输沙率计算问题, 床沙交换层的确定问题及河岸变形模拟问题等。目前虽然已有一些研究成果, 但由于实测资料精度的限制, 各家公式计算结果往往差异较大。例如采用不同的推移质输沙率公式, 计算结果可能有数量级的差异。在床沙交换层厚度的确定方面, 各家取法也不一致, 存在较大的争议。河岸变形计算方面提出的模式也有多种, 如河相关系法, 最小能耗原理等。实际上河岸变形同河岸抗冲性、环流作用及河势变化等因素密切相关, 这些因素不是现有模式能够反映的。这些问题在一维模型中也同样存在。

综上所述,目前对平面二维水沙运动基本规律的认识还很有限,有关参数的确定还比较困难,而这些参数又是数学模型所必需的,因此今后应大力开展这方面的研究工作。数学模型是一种研究和解决工程泥沙问题的工具,限于目前泥沙数学模型的发展水平,模型中的有关参数一般应根据实测资料通过验证计算确定。因此模型验证是关键,任何一个数学模型,如果未经实测资料的验证,是不能用来解决实际问题的。

第三节 冲淤极限状态估算

由河床演变学知,河道演变受着河段来水来沙条件、河谷比降、床沙组成、河床形态等因素的影响,但归根结底演变的根本原因是由于输沙的不平衡。也就是说,当本断面的挟沙能力与上游来沙量不相适应时,会引起河床的冲淤变化,从而使河床形态发生变化。但是,由于河床和水流的“自动调整”作用,会使河道从输沙不平衡朝着输沙平衡的方向发展,也即使河床变形朝着变形停止的方向发展。

淤积和冲刷平衡状态统称为河床变形的终极平衡状态,这里所谓的“终极平衡状态”是相对的,主要是针对较长时间或者较长河段内的平均情况而言的。由于冲积河流存在着这种平衡状态,所以我们在针对某些问题计算河床变形时,就不必计算河床冲淤变化的整个过程,这样可以节约许多工作量和时间。例如在港航工程中,经常遇到一些河床变形问题,其发展速度快、变形历时短,在规划及设计中没有必要详细了解其冲淤变化的全过程。这时我们感兴趣的往往是某河段的水力泥沙要素或河床边界条件改变后,河床经过重新调整达到新的平衡状态时,新的河床形态及水力泥沙要素。再如,修建水库后,感兴趣的往往也是库内达到淤积平衡后的河床平衡比降,水库的有效库容、防洪库容等。进行冲淤极限状态估算虽然没有求出河床冲淤变化的详细过程,但大大削减了工作量,同时又能满足设计及施工的要求,节省了时间,提高了效率。

河床变形达到终极平衡的必要条件是输沙达到平衡,即上游河段的来沙量等于本河段的水流挟沙力。对于水库上游来说进库沙量应等于出库沙量,对于水库下游的清水冲刷而言,河床变形后水流挟沙力应等于零。所以,只要我们寻求一组水力要素,使其能满足以上条件,则这一组水力要素就是平衡状态的水力要素。显然这一组水力要素必须满足水流连续方程、水流运动方程、水流挟沙力公式、河相关系四个方程,这四个方程中含平均水深 h 、比降 J 、水面宽 B 、流速 U 四个未知数,完全可以求解,方程组如下:

$$Q = BhU \quad (7-41)$$

$$U = \frac{1}{n} h^{2/3} J^{1/2} \quad (7-42)$$

$$\frac{\sqrt{B}}{h} = \zeta \quad (7-43)$$

$$S = S(B, h, J, D, \dots) \quad (7-44)$$

式(7-44)是挟沙力公式的一般形式,因为有许多挟沙力公式可供选用。

一、淤积平衡状态

河道单向淤积最明显的例子就是河道上修建拦河坝或水利枢纽后,水流被建筑物拦断,水位升高回水上延,水深与过水断面增大,流速降低,比降减小,水流挟沙力大大下降,致使坝上

游一定长度内的河道发生单向淤积。然而由于河流的自动调整作用,又会使淤积量逐渐减小,最后达到淤积平衡状态。

推求平衡状态时的水力要素,首先需处理以下问题:

1. 挾沙力公式选取

挟沙力公式的选择视实际情况而定。如淤积主要以推移质为主,应引用推移质输沙率关系式;如淤积主要是悬移质运动造成,则应引用悬移质输沙率公式;如两者都不可忽略,则采用水流总输沙率公式。这里我们选取适用于平原河流以悬移质为主的挟沙力公式:

$$S = K \left(\frac{U^3}{gh\omega} \right)^m \quad (7-45)$$

2. 河相关系数 ζ 的确定

目前河相关系的表达公式较多,形式和结构相差都较大,然而却没有一个理论上成熟的公式。式(7-43)是目前较为常用的河相关系,其中的 ζ 值一般由计算河段的实测资料进行统计回归分析获得。前苏联的研究表明,砾石河床 $\zeta = 1.4$,一般沙质河床 $\zeta = 2.75$,易冲刷的细沙河床 $\zeta = 5.5$ 。从我国的资料看, ζ 值与河型有关,见表 5-6。

3. 计算流量的选取

方程组中流量是已知量,在终极平衡状态计算时一般采用造床流量。造床流量是造床作用与多年流量过程的综合造床作用相当的某种流量,确定方法可简化为下面几种:

①取多年平均洪水流量。

②取平滩水位时流量。有人采用经验公式 $Q_{\text{平滩}} = 4.0A_f^{1.21}J^{0.21}$ 来估算平滩水位时的流量,式中 A_f 为平滩水位下过水面积(m^2), J 为水面坡度, $Q_{\text{平滩}}$ 的单位为 m^3/s 。

③取相当于造床流量的某一频率的流量。一般可取流量重现期为 1.5 年的洪水流量(即其出现频率为 66.7%)。

④取 $G = Q^m JP$ 最大时的流量作为造床流量(第二造床流量)。其中 G 代表造床作用; m 为指数,通常取 2; P 是出现 Q 时的频率。

4. 含沙量 S 的确定

由式(7-45)知,方程组是将含沙量 S 作为已知值的,它是计算流量时相应的含沙量。既然计算流量为造床流量,那就取相应于造床流量的含沙量。如果资料缺乏,可取多年平均含沙量。由于冲泻质不起造床作用,故应将含沙量中冲泻质部分剔除。由于淤积过程中河床会逐步细化,不能用本河段现在的床沙粒配曲线确定床沙质的分界粒径。作为近似方法,可取附近处于类似平衡状态河段的床沙粒配曲线的 D_5 作为床沙质的分界粒径。

5. 糙率的选取

糙率 n 值应该选平衡状态下的值,不能采用原有值,故需对 n 值进行修正或预测。对于淤积情况来说,河床的床沙组成一般要变细,河床糙率要减小一些;但水位上升,河岸糙率会增大一些,其综合糙率的发展方向很难确定,一般借鉴计算段附近的已经达到淤积平衡状态河段的 n 值作为参考。长江水科院在三峡工程水库泥沙淤积平衡比降的计算中,就采用了上荆江汛期平均流量时的糙率,取 $n = 0.023$ 。

6. 式(7-45)中的沉速 ω 最好取平均沉速,即:

$$\omega = \frac{\sum \Delta p_k \omega_k}{\sum \Delta p_k} \quad (7-46)$$

最后根据式(7-41)、(7-42)、(7-43)、(7-45)四个方程联解获得平衡变量,用脚标 E 代表平衡时

情况：

$$\begin{aligned} J_E &= \frac{n^2 \zeta^{0.4} S^{0.73/m} \omega^{0.73} g^{0.73}}{K^{0.73/m} Q^{0.2}} \\ h_E &= \frac{K^{0.1/m} Q^{0.3}}{\zeta^{0.6} S^{0.1/m} \omega^{0.1} g^{0.1}} \\ B_E &= \frac{K^{0.2/m} \zeta^{0.8} Q^{0.6}}{S^{0.2/m} \omega^{0.2} g^{0.2}} \end{aligned} \quad (7-47)$$

式中各物理量的单位为 m、s、kg。按式(7-47)求得的 J_E 、 h_E 、 B_E 只代表淤积平衡状态下计算河段下游最末端的数值，如果是水库，则代表坝前断面的数值。

二、冲刷平衡状态

单向冲刷最明显的例子就是建坝后，水库下游的冲刷过程。由于水库大坝的拦沙作用，使下泄水流的含沙量显著减小，甚至为清水；即使有异重流排沙，一般也是冲泻质，不参与造床作用，所以水库下游河床不免要发生强烈的冲刷。在河流的自动调整作用下，冲刷逐渐减弱，最后停止，达到冲刷平衡状态。

冲刷河流的自动调整作用主要有以下两种可能的方式：

1. 如果河床有粗化现象，但组成较细，不足以形成抗冲铺盖层，则伴随着河床物质的粗化，比降也将进一步调平，一直到这两者的作用足以使河道的挟沙能力与上游来沙量相适应为止，此时，冲刷终止于平衡比降。

2. 如果河床组成物质粗到有可能形成抗冲铺盖层，则挟沙力的调整主要通过河床粗化作用完成，比降的调平一般不明显，此时河床冲刷一般终止于抗冲铺盖层。

现分别介绍不同情况的计算方法：

(1) 冲刷终止于抗冲铺盖层

随着水流对河床的冲刷，床沙中细颗粒泥沙逐渐被带走，不能起动的粗颗粒泥沙被留下，河床慢慢粗化，到了一定时候，河床的组成物质会粗到足以形成一种保护河床不再冲刷的抗冲铺盖层，不再给水流补充泥沙，阻止河床的继续下切。此时，挟沙力与上游来沙量达到了平衡，对于清水冲刷来说，挟沙力为零。

根据清水冲刷平衡时挟沙力为零条件，按照爱因斯坦的泥沙运动理论可确定不冲颗粒粒径。河床表层各种大小不同泥沙颗粒的运动强度决定于水流参数 ψ_* ：

$$\psi_* = c \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{D}{R'_b J} \quad (7-48)$$

式中： c ——反映大小颗粒间相互作用的参数；

R'_b ——与沙粒阻力有关的水力半径。

当 $\psi_* > 27$ 以后，相应的泥沙颗粒输沙率为零，不再起动，此时的粒径就是河床中可冲与不可冲泥沙颗粒的临界判别粒径 D_0 ，即

$$D_0 = \frac{27}{c} \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} R'_b J \quad (7-49)$$

式中： $R'_b J$ 为建库后下游可能出现的特大洪水下，沙粒阻力水力半径与坡降的乘积。粒径比 D_0 大的泥沙称为不冲颗粒。

表面看来，只有河床表层全部充满不冲颗粒，形成抗冲铺盖层，才不再给水流补充泥沙。

而事实并非如此,只要不冲颗粒在抗冲铺盖层中的重量百分比达到一定的值 p_1 ,就能阻止河床继续下切,而这个 p_1 与不冲颗粒粒径的大小有关。由试验资料知,如果大于不冲临界粒径 D_0 的泥沙较多较大, ϕ_s 的范围大约在 27 ~ 40,则形成抗冲铺盖层的 $p_1 = 50\%$,即抗冲铺盖层中还夹杂了一半可动颗粒,河床冲刷已基本停止。如果河床中不冲颗粒粒径都接近于不冲临界粒径 D_0 ,即相应的 ϕ_s 值都为 27,则 $p_1 = 100\%$,即河床表面需全部铺满不冲颗粒才能阻止冲刷继续进行。尹学良根据官厅水库下游卵石夹沙河段所形成的抗冲铺盖层资料,得到 $p_1 = 55\% \sim 75\%$,平均可取 65%;在美国雷德河丹尼孙坝下游, $p_1 = 30\% \sim 50\%$ 。

讨论了抗冲铺盖层、不冲颗粒的概念以后,可以得到形成抗冲铺盖层的具体条件是:冲刷深度内可冲颗粒被带走后留下的不冲颗粒的体积等于抗冲铺盖层厚度内不冲颗粒的体积时,冲刷停止。此时的冲刷厚度和水深便是冲刷终止于抗冲铺盖层的冲刷极限厚度和平衡水深。

冲刷终止于抗冲铺盖层时,有关要素不能用水流连续方程、水流运动方程、挟沙力公式、河相关系组成的四个方程组求解而得,因为其中根本没有考虑粗化的作用。只考虑比降的调平作用,其算出来的值可能要大些,因为河床比降还没有调整到平衡比降之前河床可能已经形成抗冲铺盖层。假定水位不随冲刷而下降,平衡水深 h_E 与冲刷极限厚度 Δz_{0E} 有如下关系:

$$\Delta z_{0E} = h_E - h \quad (7-50)$$

式中: h 为造床流量下原水深,由实测资料给出。

根据不冲颗粒及抗冲铺盖层的概念,可得计算极限冲刷厚度的另一种方法:

$$\Delta z_{0E} = \left(\frac{1 - e_1}{1 - e_0} \cdot \frac{p_1}{p_0} - 1 \right) \Delta z_{0m} \quad (7-51)$$

式中: e_0 、 e_1 分别为原河床和抗冲铺盖层的孔隙率; p_1 为抗冲铺盖层内不冲颗粒所占百分比; p_0 为冲刷深度范围内原河床中不冲颗粒所占的百分比; Δz_{0m} 为抗冲铺盖层厚度,其值一般可取 0.2m,或取三倍粗化颗粒粒径或至少不小于 15cm。

如取 $e_0 = e_1$,则上式变为:

$$\Delta z_{0E} = \left(\frac{p_1}{p_0} - 1 \right) \Delta z_{0m} \quad (7-52)$$

(2)冲刷终止于平衡比降

在不能形成抗冲铺盖层的情况下,水库下游河道的纵比降将要发生一定程度的调整,当比降调整到一定时候,冲刷就会停止,此时的比降称为冲刷平衡比降。其求解方法可采取以下方式:

根据方程式(7-41)、(7-42)、(7-43)及沙莫夫泥沙起动流速公式 $U_c = 5.4 D^{0.36} h^{0.14}$,联解得冲刷平衡比降为:

$$J_E = \frac{50 n^2 \zeta^{0.6} D^{0.84}}{Q^{0.33}} \quad (7-53)$$

式中: Q 取造床流量, $D = D_{80} \sim D_{95}$ (非均匀沙); 单位为 m.s.

如采用挟沙力接近于零的条件,按梅叶—彼德推移质公式得:

$$J_E = \frac{0.058 \left(\frac{n}{D_{90}^{1/6}} \right)^{3/2} D}{h} \quad (7-54)$$

式中: h 为水深(m); n 为床面曼宁糙率系数; D_{90} 为床沙中 90% 的重量较之为小的粒径 (mm); D 为床沙平均粒径(mm)。

第四节 河床变形计算建模及主要程序

经过前面几节的讨论,就可针对具体河段的河床变形计算建立数学模型。数学模型可以直接按原型尺寸、参数进行计算,可在较短时间内模拟长时间、大范围的流场变化及河床冲淤状况,便于优化设计且有很好的重复性,易于控制。河床变形计算数学模型建立因解决对象的不同有些差异,但其过程大致分为四个反馈过程,其中数值求解是整个工作的主体,而验证计算是模型能否反映实际的关键。

反馈 1: 验证所选择的方程、边界条件、初始条件构成的数学上的适定问题能否描述正在研究的实际问题。

反馈 2: 验证所采用的数值求解技术。

反馈 3: 验证计算成果。

反馈 4: 验证解决实际问题过程中有关信息的敏感度。

实施该过程编制的计算机程序框图和具体技术路线如下:

(一) 总体程序框图(见图 7-13)

(二) 具体编制路线(见图 7-14)

最后,应该用实测资料或物理模型试验研究资料对计算成果加以检验,以便修正与优化程序,调整有关参数,达到较高的准确度。

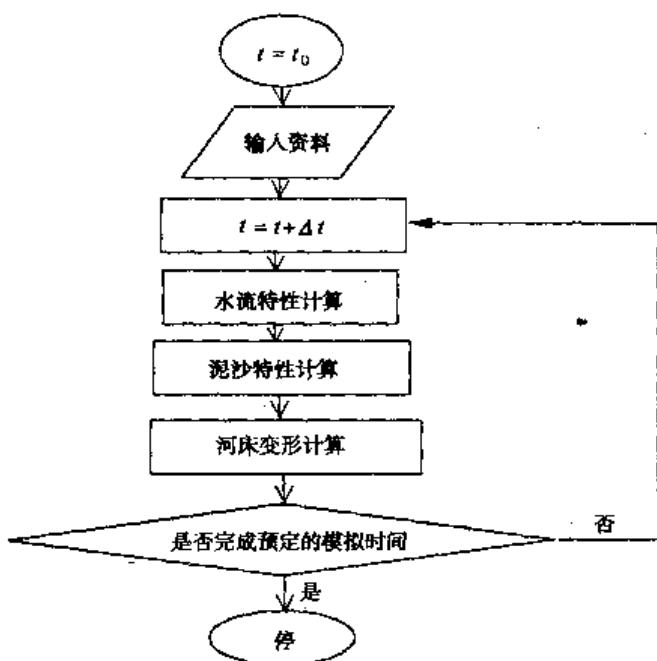
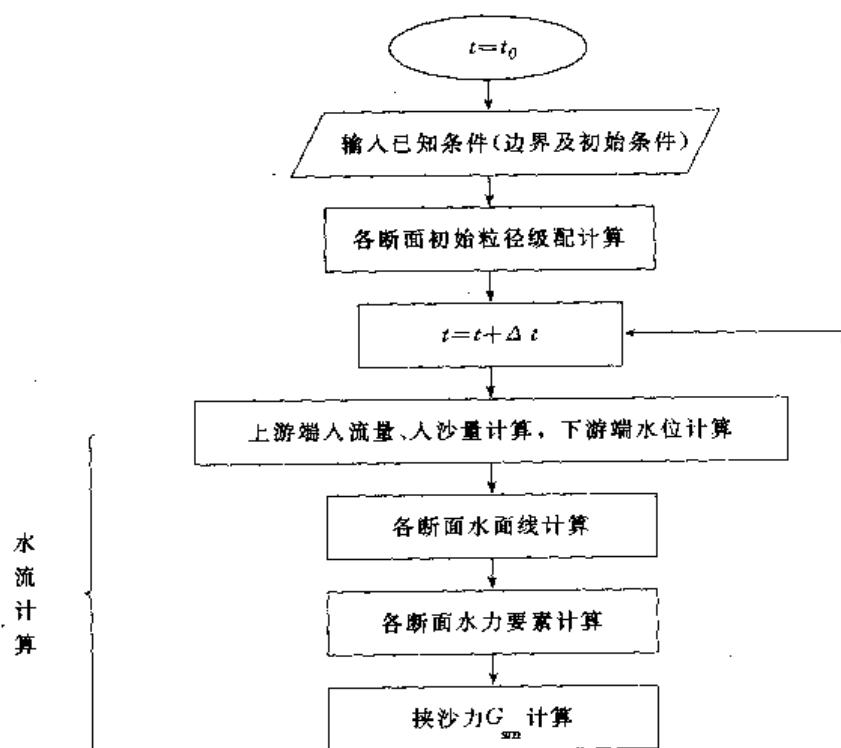


图 7-13



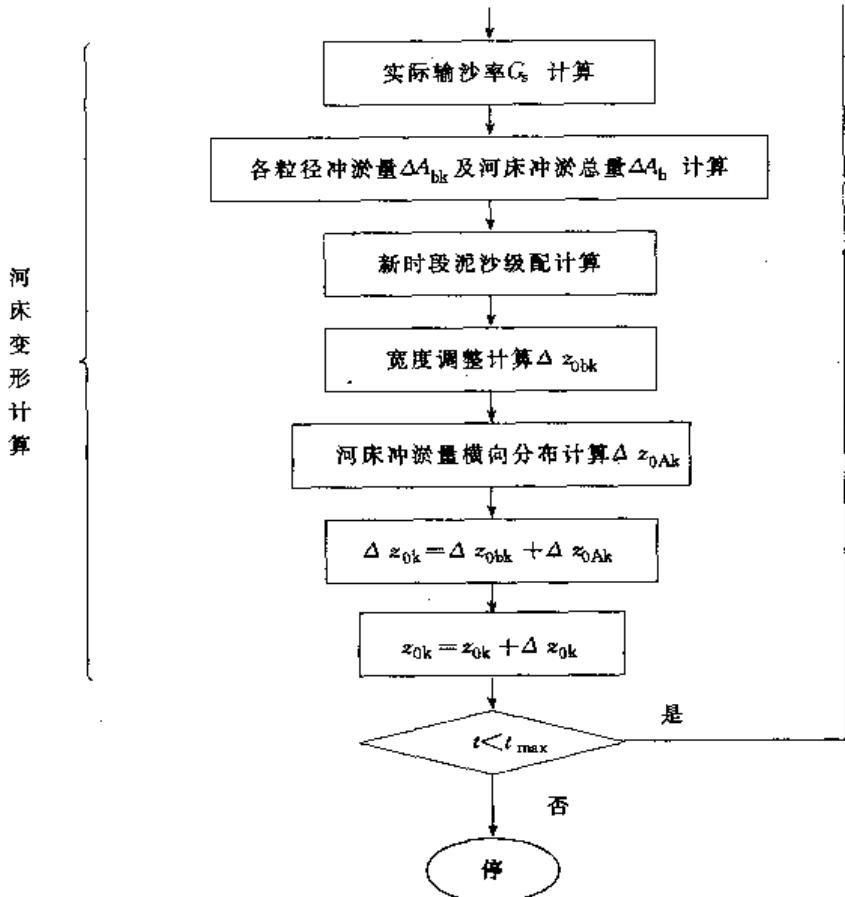


图 7-14

思 考 题

1. 河床变形计算的基础是什么？
2. 河床变形计算常采用哪些基本方法，各自的特点如何？
3. 河床变形水力计算要注意哪些问题？
4. 河床变形冲淤计算主要考虑哪些方面？
5. 河床变形极限状态估算与一般变形计算相比有何特点？主要有几种类型？
6. 河床交换层冲淤的概化模式有何不同？
7. 河床变形计算建模过程基本要点有哪些？
8. 验证计算在河床变形计算中起着怎样的作用？主要任务有哪些？

参 考 文 献

1. 王绍成主编. 河流动力学. 北京: 人民交通出版社, 1991.
2. 钱宁, 万兆惠著. 泥沙运动力学. 北京: 科学出版社, 1983.
3. 张瑞瑾主编. 河流泥沙动力学. 北京: 水利电力出版社, 1989.
4. 谢鉴衡主编. 河流泥沙工程学(上、下册). 北京: 水利出版社, 1981、1982.
5. 钱宁, 张仁, 周志德著. 河床演变学. 北京: 科学出版社, 1987.
6. 中国水利学会泥沙专业委员会主编. 泥沙手册. 北京: 中国环境科学出版社, 1992.
7. 谢鉴衡, 丁君松, 王运辉编著. 河床演变及整治. 北京: 水利电力出版社, 1990.
8. 沙玉清著. 泥沙运动学引论. 北京: 中国工业出版社, 1965.
9. 张书农, 华国祥主编. 河流动力学. 北京: 水利电力出版社, 1988.
10. 缪寿田. 挖入式港池的淤积及防淤减淤措施. 第二次河流泥沙国际学术讨论会论文集. 北京: 水利电力出版社, 1983.
11. 河海大学, 重庆交通学院编. 航道整治(第二版). 北京: 人民交通出版社, 1987.
12. 薛鸿超, 顾家龙, 任汝述编. 海岸动力学. 北京: 人民交通出版社, 1980.
13. 中华人民共和国交通部. 海港水文规范(JTJ213-98). 北京: 人民交通出版社, 1998.
14. 赵今声, 赵子丹, 秦崇仁等编著. 海岸河口动力学. 北京: 海洋出版社, 1993.
15. 黄胜, 卢启苗编著. 河口动力学. 北京: 水利电力出版社, 1995.
16. V.A. 范诺尼主编. 泥沙工程. 黄河水利委员会水利科学研究所等译. 北京: 水利出版社, 1981.
17. 谢鉴衡主编. 河流模拟. 北京: 水利电力出版社, 1990.
18. 中国水利学会主编. 三峡工程论证书集. 北京: 水利电力出版社, 1991.
19. H.A. Einstein. "The Bed Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows". U.S. Dept. Agri. Tech. Bull. 1026, 1950. 中译本: 钱宁译. "明渠水流的挟沙能力". 北京: 水利出版社, 1956.
20. D.B. Simons, F. Senturk. Sediment Transport Technology. Fort Collins, Colorado, U.S.A.: Water Resources Publications, 1977.
21. F. Engelund, E. Hansen. A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams. Copenhagen, Denmark: Teknisk Forlag, 1967.