

黄河下游河道横断面形态演变特点及调整规律探讨

摘 要

在模型试验和黄河原型实测资料基础上,并结合机理的探讨,分析了黄河下游河道横断面形态在不同时期调整的特点,以及在恒定水沙条件下断面形态的调整特点,初步量化了流量、含沙量、流量均匀系数和比降等因素对横断面形态的影响,求得黄河下游主槽河宽的关系式,取得的主要认识和创新点如下:

1.总结了国内外现有的关于横断面形态方面的研究成果。总体可分为三类:经验公式、极值假说和力学分析方法,并对其优缺点进行了评价。最后用黄河下游资料对其进行了适用性验证。

2.提出了相对平衡河宽的概念,并通过概化物理模型试验,研究了在恒定水沙条件下,相对平衡的横断面形态与水沙条件及河道边界条件的关系。认识到,在持续的大含沙量条件下,断面通过加大水深的调整以提高流速,而达到提高挟沙能力的目的,来输送较大含沙量。短期内断面形态的调整和前期地形条件有关,并且河道断面形态调整过程中存在“定宽动槽”特点。

3.比降对于断面形态具有一定的影响,比降越大,水动力条件越大,对河岸的破坏作用越强,主槽越容易摆动,断面越宽浅,宽深比越大。

比降越小，主槽越稳定，宽深比越小。

4.通过原型观测资料，分析了黄河下游河道横断面形态调整的特点。认为断面形态的调整不仅与进入河道的水沙关系密切，而且与所在河段的特性密切相关，游荡性河段主槽河宽受水沙条件影响剧烈，变幅大，而弯曲性河段变幅较小。

5.建立了较全面的影响因素与断面形态之间的关系。发现主槽河宽不仅与当年水沙条件有关，而且与往年的水沙条件有关。并引入了流量均匀系数的概念，作为流量变化过程的指标。最后，综合流量、含沙量、流量均匀系数和比降因素，回归出黄河下游主槽河宽的关系式。

关键词：冲积性河流河床演变，河相关系，横断面形态调整，黄河下游

**THE EVOLUTION CHARACTER OF CROSS-SECTION
IN LOWER YELLOW RIVER AND DISCUSSION
OF THE ADJUSTMENT RULE**

ABSTRACT

Based on model experiment and a large amount of observed data of Lower Yellow River the adjustive characteristics of cross section in Lower Yellow River was obtained in this paper, and the synthetical influence of discharge、sediment concentration、discharge homogeneity parameter(a new concept gived in this paper) and longitudinal slope to cross section was analysed in this paper. Lastly a formula of main channel width of Lower Yellow River was obtained.

Following is the major content of the paper:

1. Existing study about cross section was summed up in the paper. It can be grouped into empirical formular, extremal hypotheses, and rational or mechanistic approaches. It's applicability was verified by observed data of Lower Yellow River.

2. The relationship between the relative equilibrium cross section and

water discharge、sediment and longitudinal slope was attained in constant discharge and sediment concentration through model experiment. In constant high sediment concentration, it increased depth of the channel to improve velocity ,and then to heighten the sediment transport capacity and to adapt the high sediment concentration. The longitudinal slope also was a factor to affect channel shape except discharge and sediment concentration. The higher longitudinal slope, the more likely that hydrodynamic condition would tend to be larger, the more likely that it's destruction tend to be larger to river bank. Then the river swaied easily, the width-depth ratio was larger. The lower longitudinal slope, the more likely that the main channel tend to be steady, the width-depth ratio was smaller.

3. The adjustment characters of Lower Yellow River was analysed based on a large amount of observed prototypal data. It was gained that the adjustment of cross section was related to not only the income water and sediment condition but also the river pattern. The width of braided channel adjusted acutely, it's amplitude of variation was larger, but amplitude of variation of width was smaller in meandering channel. Adjustment of area laged behind width.

4. The relationship between all factor and morphology of cross section was obtained. It was obtained that the width was related to not only the

discharge in this year but also the one in past year. Based on the former analysis; herein the longitudinal slope was seemed as a factor of tectonic influence in river geomorphology. Inducing a conception of uniform discharge coefficient, it was used to describe the process of discharge variation. To express comprehensively the relationship between the width of channel and all factors in Lower Yellow River, multiple regression analysis has been conducted.

KEY WORDS: evolution of alluvial river, river channel morphology, adjustment of cross section, Lower Yellow River

符号说明

- Q : 流量, m^3/s
 Q_n : 造床流量, m^3/s
 Q_m : 多年平均流量, m^3/s
 S : 含沙量, kg/m^3
 h : 水深, m
 V : 流速, m/s
 J : 河床比降
 B : 河宽, m
 A : 面积, m^2
 A_1 : 河槽稳定系数
 m : 边坡稳定系数
 d_{50} : 悬沙中值粒径, mm
 D_{50} : 床沙中值粒径, mm
 n : 糙率
 g : 重力加速度, L/T^2
 i_B : 河床沉积物中粉沙粘土的百分率数
 i_w : 两岸沉积物中粉沙粘土的百分率数
 Φ : 河流总能耗率
 Φ_w : 水流运动的总能耗率
 Φ_s : 输沙运动的总能耗率
 Q_s : 输沙率
 l : 河段长, m
 γ_s : 泥沙容重, $\frac{F}{L^3}$
 ω : 泥沙颗粒沉速, cm/s
 Q_2 : 出现频率为 2% 的洪水流量的多年平
 均值, m^3/s
 P_c : 泥沙起动所需的临界无量纲水流功
 率
 U_{ob} : 河床泥沙颗粒的止动流速, m/s
 U_{os} : 悬移质泥沙的止动流速, m/s
 λ_d : 河岸与河床土的稳定性指标,
 K_n : 河床的活动性指标
 τ_c : 河岸土体的起动切应力
 θ_c : 泥沙的水下休止角
 γ : 浑水容重, $\frac{F}{L^3}$
 S_v : 体积含沙量
 J_s : 浑水比降
 A_e : 岸坡崩塌下来的土体面积, m^2
 A_d : 崩塌后堆积在岸边的面积, m^2
 τ : 水流切应力, N/m^2
 λ_{bk} : 河岸土体容重, F/L^3

C_1 : 横向冲刷系数

λ_n : 糙率比尺

m, x_1, x_2 : 指数

λ_v : 流速比尺

K_1, K_2, K_3 : 系数

λ_w : 沉速比尺

R_e : 雷诺数

λ_D : 床沙粒径比尺

H_{cp} : 平均水深, m

λ_d : 悬沙粒径比尺

λ_L : 水平比尺

λ_{vc} : 起动流速比尺

λ_H : 垂直比尺

λ_{vy} : 扬动流速比尺

λ_Q : 流量比尺

λ_s : 含沙量比尺

声 明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在指导教师的指导下，独立进行研究所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不包含其他个人或集体已经发表或撰写过的科研成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本声明的法律责任由本人承担。

论文作者签名： 张敏 日期： 2006.5.31

关于学位论文使用权的说明

本人完全了解太原理工大学有关保管、使用学位论文的规定，其中包括：①学校有权保管、并向有关部门送交学位论文的原件与复印件；②学校可以采用影印、缩印或其它复制手段复制并保存学位论文；③学校可允许学位论文被查阅或借阅；④学校可以学术交流为目的，复制赠送和交换学位论文；⑤学校可以公布学位论文的全部或部分内
容（保密学位论文在解密后遵守此规定）。

签 名： 张敏 日期： 2006.5.31

导师签名： 李+西欢 日期： 2006.5.31

第一章 绪论

1.1 课题研究背景

1986 年以来,受黄河流域气候条件变化,黄河下游来水来沙条件发生了一系列改变。黄河流域降雨偏少,同时黄河沿程的引水量剧增,造成下游连续十多年的枯水系列。90 年代进入黄河下游的水量和沙量与 50 年代到 80 年代的平均量相比,分别减少 40%和 41%。如比较 7—10 月的水量和沙量占全年的比重,三门峡站 50—80 年代的汛期洪水比重为 55%~59%,90 年代降至 43%。潼关站的汛期沙量占全年的比重从 50-80 年代的 84%~86%降至 73%。根据陕西省渭河流域综合规划资料,渭河干流 1991-2000 年年均降水量 537mm,1956-1996 年年均降水量 628mm,前者较后者减少约 15%,而相应年份的径流则从 80.23 亿 m^3 减少至 48.11 亿 m^3 ,减少约 40%,渭河全流域降水量减少约 14%,径流量减少约 38%^[3]。

随着河川径流量减小,长期以来人们“与河争地”、“与河争水”,导致黄河下游河道断面发生了趋势性变化:河道持续淤积,主槽明显萎缩,平滩流量减小,过水断面和过流能力减小。在 1950~1960 年间,洪水多,洪峰大,水量丰,黄河下游主槽淤积量占全断面淤积量的 23%,主槽、滩地淤积量之比为 1:3.4。1986~1994 年间,黄河下游河道主槽淤积占总淤积量的 85%,主槽和滩地淤积量之比为 5.8:1。根据 1986 年及 1994 年汛前大断面对比,在高村以上游荡性河段 85%断面的河宽均有减少,一般减少 15%~50%^[4]。黄河下游各典型断面主槽河宽普遍减小,见表 1-1^[5]。渭河 1997 年汛前河宽只及 1985 年汛前的 1/3~1/4。华县水文站主槽宽度最小仅 45m^[6]。黄河下游游荡性河段和渭河下游平滩流量分别由 50 年代的约 6000 m^3/s 和 2500 m^3/s 减小到不足 3000 m^3/s 和 1000 m^3/s ^[7],具体见表 1-2^[5]。

河道横断面的显著变化已经显著影响了各冲积性河段的排洪输沙能力:近年来,宁蒙河段平滩流量减小,凌汛期灾情加剧;黄河下游游荡性河段和渭河下游主槽宽度

分别由 50 年代的约 1200m 和 250m 减小到 90 年代的约 800m 和 100m, 平滩流量分别由 50 年代的约 $6000\text{m}^3/\text{s}$ 和 $2500\text{m}^3/\text{s}$ 减小到不足 $3000\text{m}^3/\text{s}$ 和 $1000\text{m}^3/\text{s}$ ^[1], 同流量水位抬升, 排洪能力明显降低。同时由于平滩流量减小, 中常洪水既发生大范围漫滩, 输沙能力明显降低、河道淤积加重。所有这些, 都给黄河防洪、防凌、减淤和黄河的进一步治理开发带来了严重的影响。

表 1-1 黄河下游典型断面主槽宽度变化表
Table 1-1 Width and area of representative hydrologic station of Lower Yellow River

年份 \ 项目	花园口	夹河滩	高村	利津
1958	1260m	1300m	1100m	560m
1982	1200m	1000m	800m	480m
1985	1000m	1200m	600m	500m
1996	600m	700m	600m	330m
96 比 58 缩窄	52%	46%	45%	41%
96 比 82 缩窄	50%	30%	25%	31%
96 比 85 缩窄	40%	42%	0%	34%

表 1-2 典型年份平滩流量变化表 单位: m^3/s

Table 1-2 Bank-full discharge of representative station in typical year

年份 \ 断面	花园口	夹河滩	高村	孙口	艾山	洛口	利津
1958 年汛后	8000	10000	10000	9800	9000	9200	9400
1964 年汛后	9000	11500	11000	8500	8400	8600	8500
1973 年汛前	3500	3200	3280	3400	3300	3100	3310
1980 年汛前	4400	5300	4300	4700	5500	4400	4700
1985 年汛前	6900	7000	6900	6500	6700	6000	6000
1997 年汛前	3900	3800	3000	3100	3100	3200	3400

1.2 课题研究的目的是和意义

冲积性河流河道(主槽)横断面形态是河床演变学的重要研究内容之一, 河道横断面形态的变化对于河道的排洪输沙能力具有决定性的影响, 在很大程度上, 是河流生命活力的重要体现。本文的目的就是研究黄河下游断面形态的调整特点, 及其与各

影响因素的响应关系，探讨横断面调整的机理。

多年来，水利科技工作者对黄河干支流冲积性河道的河床演变开展了大量的研究工作。但总体看来，在以往的研究中，对水沙变化成因、河道纵向冲淤演变等方面的研究相对较多，而针对河道横断面形态、特别是河宽变化规律所开展的基础研究较少。在利用数学模型进行河道冲淤、洪水演进等模拟计算过程中，对于河道横断面形态的变化也很少予以应有的考虑。

随着流域经济社会的发展和人类活动对流域水沙条件干预能力的增强，黄河干支流冲积性河道的水沙条件将会发生进一步的改变。径流量减少、洪峰流量降低代表着黄河中下游冲积性河道水沙条件的基本发展趋势。特别是随着小浪底水库建成运用，进入黄河下游的水沙条件明显改变，下游河道的冲淤演变将更加剧烈。河道的冲淤演变一方面表现为河床的纵向（沿程）冲淤以及由此所引起的纵剖面的调整，另一方面表现为河床冲淤在横断面上分布不均所引起的河道横断面的调整。而且横断面形态的变化可能会更加强烈，可以说河道横断面形态的调整是近年来最为突出的演变特征，进而对河流的排洪、排凌、输沙能力乃至河流的生命活力产生巨大而深远的影响。因此要提高河道排洪输沙能力，就必须掌握河道横断面形态调整的规律及机理。

另外，在水沙条件和河床边界条件发生显著变化的条件下，进行较长时期的河床变形计算时，对于主槽河宽的变化考虑不够，可能会引起较大的系统偏差。

因此，系统分析黄河下游河道横断面的变化情况，研究横断面变化过程，探讨横断面变化规律及其机理，能够为调水调沙工作提供重要的指标，为河道整治过程中整治宽度的确定，以及预测断面形态的变化趋势，提供很好的依据。对于丰富和发展河床演变学的有关内容、完善现有水动力学数学模型也具有重大的学术价值。

1.3 国内外研究动态

当自然因素和人类活动对水沙条件的影响没有发生趋势性的变化时，河道横断面形态在一个较长时期内较稳定；当受人类活动和自然因素的影响导致流域水沙发生了趋势性变化时，河道将发生相应的冲淤调整，河道横断面形态也将发生相应的趋势性

变化,以适应新的水沙条件,达到新的输沙平衡。影响冲积性河流河道横断面形态调整的因素很多,其变化过程也错综复杂。中外不少学者曾从不同角度对其调整规律进行研究,也得到了一些倾向性的认识。像早期的 Leopold,L.B.和 Maddock^[15]认为,河床断面形态与流量具有指数关系;杨志达认为当一个系统的能耗率为最小时,此系统处于平衡状态,天然河流系统总是朝着能耗率最小的平衡状态方向发展等。这些研究成果总体可以分为三类:经验公式,极值假说和力学理论分析。

1.3.1 经验公式

最早进行这方面工作的是在印度工作过的一些英国工程师,他们根据灌溉渠道的资料,得出了保持冲淤平衡的渠道的断面尺寸和坡降。1889年著名的曼宁公式的提出,为后来分析研究河流学问题都很有价值。1895年 Kennedy 首先提出了最早的经验公式。这一学派的代表人物是 G.Lacey^[16],他提出了较为完整的均衡理论公式。

1953年, Leopold 和 Maddock^[15]将均衡理论用于美国河流,得出河床横断面形态与造床流量之间的指数关系,对处于相对平衡状态下的水力几何形态可描述为:

$$B = K_1 Q_n^{\alpha_1} \quad (1-1)$$

$$h = K_2 Q_n^{\alpha_2} \quad (1-2)$$

$$V = K_3 Q_n^{\alpha_3} \quad (1-3)$$

式中: Q_n 为造床流量, B 、 h 、 V 为处于准平衡状态的天然河流的河宽、水深和流速。

K_1 、 K_2 、 K_3 和 α_1 、 α_2 、 α_3 分别为河宽、水深和流速的系数和指数。由水流连续方程推得,各系数的积和各指数的和均等于 1。

钱宁和周文浩^[17]按照上述公式的结构,求得黄河下游弯曲性河道的河相关系:

$$\left. \begin{array}{l} \text{直段:} \\ B = 69Q^{0.28} \\ h = 0.44Q^{0.18} \end{array} \right\} \quad (1-4)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{弯段:} \\ B = 105Q^{0.16} \\ h = 0.30Q^{0.30} \end{array} \right\} \quad (1-5)$$

式中 B 、 h 为河宽和水深， Q 为流量。随着流量的增加，弯段中水深比河宽增加的更快，断面趋于窄深，而直段中水深随流量增加的速度就不如河宽增加的速度快，断面趋于宽浅。

涂启华^[18]等分析了黄河下游高村以上游荡性河段水文站的实测资料后，加上了含沙量的影响，认为含沙量的增大将使河宽明显减小、水深和流速增大。并将河相关系表示为：

$$B = K_1 Q^{\alpha_1} S^{\beta_1} \quad (1-6)$$

其中， $K_1 = 50 \sim 18.5$ ， $\alpha_1 = 0.51$ ， $\beta_1 = -0.34 \sim -0.61$

$$h = K_2 Q^{\alpha_2} S^{\beta_2} \quad (1-7)$$

其中， $K_2 = 0.066 \sim 0.41$ ， $\alpha_2 = 0.185$ ， $\beta_2 = 0.10 \sim 0.44$

$$V = K_3 Q^{\alpha_3} S^{\beta_3} \quad (1-8)$$

其中， $K_3 = 0.082 \sim 0.11$ ， $\alpha_3 = 0.305$ ， $\beta_3 = 0.13 \sim 0.24$

式中： S 为含沙量， kg/m^3 ； Q 为流量， m^3/s ； B 、 h 、 V 分别为断面平均河宽、水深和流速。 K_1 、 K_2 、 K_3 、 α_1 、 α_2 、 α_3 和 β_1 、 β_2 、 β_3 分别为相应系数和指数。

王国兵^[19]等通过大型水槽的实验研究，给出了河槽水面宽、平均水深与流量和含沙量的关系式，随着含沙量增大，河宽呈明显的减小趋势，与文献^[18]趋势一致。但水深随着含沙量增大也呈减小的趋势，与文献^[18]有较大出入：

$$B = 0.215 Q^{0.5} S^{-0.12} \quad (1-9)$$

$$h = 0.0242 Q^{0.33} S^{-0.08} \quad (1-10)$$

随着对黄河自然规律认识水平的不断提高，对河道横断面形态调整的影响因素也逐渐有了一些新的认识。河道横断面形态的调整主要取决于来水来沙条件与河床边界条件，除前述分析的流量、含沙量因子以外，不同河段由于水沙变化幅度、河床比降、河底与河岸物质组成及起动条件、河床和河岸的相对可动性等边界条件的不同，对于河道横断面形态也具有较大的影响。比如，黄河下游艾山以下微弯性河段，主槽平均

宽度 400~600m, 平均水深 3~5m, 河相系数 (\sqrt{B}/H) 约为 4~5; 而高村以上游荡性河段, 河相系数 (\sqrt{B}/H) 在 30 以上, 河道横断面形态沿程差别很大, 除与水沙条件密切相关以外, 与河床边界条件的不同具有较大的关系。

俞俊^[20]在分析国内外 60 多条河流的资料基础上(资料范围: 多年平均流量 3.6~28000m³/s, 多年平均含沙量 0.08~179kg/m³, 悬沙中值粒径 0.017~0.077mm, 床沙中值粒径 0.025~13.5mm), 建立了考虑水沙条件、悬沙组成和床沙组成及河岸稳定边坡系数等因素在内的横断面表达式:

$$B = 3.5Q_m^{0.50} \left(\frac{m}{\sqrt{D_{50}}} \right)^{0.28} S^{-0.13} d_{50}^{-0.096} \quad (1-11)$$

$$h = 0.26Q_m^{0.40} \left(\frac{m}{\sqrt{D_{50}}} \right)^{-0.18} S^{-0.11} d_{50}^{-0.076} \quad (1-12)$$

式中: Q_m 为多年平均流量, m³/s; S 为悬移质含沙量, kg/m³; d_{50} 为悬沙中值粒径, mm; D_{50} 为床沙中值粒径, mm; m 为河岸部分稳定边坡系数。可以看出断面形态要素除了与水力因子相关外, 还与河床物质组成及其稳定性有一定的相关关系。其中河宽与床沙中值粒径的-0.14 次方成正比。

冲积性河流的横断面形态与河岸和河底的相对抗冲性也有关系, 河岸的相对抗冲性较弱, 则河道横断面形态易趋于向宽浅方向发展; 反之, 则河道横断面形态易趋于向窄深方向发展。河岸的抗冲性与两岸滩地沉积物中粉沙粘土含量关系密切相关, 粉沙粘土的含量高、粘性强, 则抗冲性强; 而河底的床沙组成较粗, 粘性小, 其抗冲性与床沙粒径密切相关, 床沙组成越粗、粒径分布越不均匀, 重力作用和遮蔽作用越强, 则抗冲性越强。其中河岸粉沙粘土含量的多少对主槽宽度的影响更大。

河岸与河床的抗冲性也是影响断面形态调整的因素。Schumm, S.A^[21]根据美国平原地区和澳大利亚新南威尔士地区的河流资料得出:

$$B = 43.7Q_m^{0.38} M^{-0.39} \quad (1-13)$$

$$h = 0.51Q_m^{0.29} M^{0.342} \quad (1-14)$$

$$M = \frac{i_b B + 2i_w h}{B + 2h} \quad (1-15)$$

式中： i_b 、 i_w 分别为河床和两岸沉积物中粉沙粘土的百分率数， Q_m 为年平均流量，单位 m^3/s 。上式表明随着河床和两岸沉积物粘性土含量的增加，同流量情况下，河宽呈减小趋势，而是水深呈增加趋势。

福杰逊 (Ferguson, R.I.) [22] 利用 Schumm, S.A 所收集的资料，但只采用河岸中粉沙粘土的百分率 M_w 作为参数，也得到了类似的关系式：

$$B = 33.1 Q_{2.33}^{0.58} M_w^{-0.66} \quad (1-16)$$

式中： $Q_{2.33}$ 为 2.33 年一遇的流量。

勃兰 (Bray, D.I.) [23] 进一步考虑河床物质组成的影响，得出了如下关系式：

$$B \propto Q_2^{0.53} D_{50}^{-0.07} \quad (1-17)$$

$$h \propto Q_2^{0.33} D_{50}^{-0.025} \quad (1-18)$$

$$B/H \propto Q_2^{0.33} D_{50}^{-0.025} \quad (1-19)$$

式中， D_{50} 为床沙中径，以 mm 计。显然，对于断面形态来说，河岸组成的影响要比河床组成的影响为大。

也有的科研工作者是以河岸与河床物质的相对可冲刷性来研究边界的影响。例如柴挺生在分析长江中下游资料，得出造床流量下的稳定宽深比关系 [24]：

$$\frac{\sqrt{B}}{h} = 4\lambda_{uc}^{2.5} \quad (1-20)$$

式中， λ_{uc} 为水深 1m 时，河床物质与河岸物质的起动流速的比值。当河岸物质相对于河床物质来说更难于起动时，断面趋于窄深。

苏联的 Великанов, M.A. [25] 根据洛赫金的假说，用量纲分析法求得河宽，水深与水力、泥沙因素的关系式：

$$\frac{B}{D_{50}} = K_1 \left[\frac{Q}{D_{50}^2 \sqrt{gD_{50}J}} \right]^{x_1} \quad (1-21)$$

$$\frac{B}{h} = K_2 \left[\frac{Q}{D_{50}^2 \sqrt{gD_{50}J}} \right]^{x_2} \quad (1-22)$$

K_1, K_2 为经验系数; x_1, x_2 为经验指数; Q 为造床流量 (m^3/s); B 为造床流量时的河段平均宽 (m); h 为造床流量时的河段平均水深; J 为河床比降; D 为床沙粒径, 一般用中值粒径 (m)。上式符合量纲原理, 但未考虑含沙量影响。我国部分河流的经验系数和指数如表 1-3 所示:

表 1-3 公式 (10-21 和 10-22) 中的系数及指数
Fig. 1-3 Coefficient and exponent of equation 1-21 and 1-22

河流	K_1	K_2	X_1	X_2
长江荆江河段	1.16	0.16	0.39	0.38
华北、东北地区游荡性河流	15.6	0.27	0.39	0.33

采用长江荆江段的资料如表 1-3 所示, 其中河宽和水深均与床沙中值粒径的 0.025 次方成正比, 表明河床粒径对河床断面形态影响不大。

阿尔图宁^[26]根据苏联中亚西亚河流资料, 得出:

$$B = A_1 Q^{0.5} J^{-0.2} \quad (1-23)$$

式中, A_1 为稳定河宽系数, 与河型有关, 其变化范围在 0.75 至 1.7 之间。对于比降的影响, 维里堪诺夫与阿尔图宁的公式中比降的指数几乎相等。

上面所介绍的都是属于经验性质, 都是在一定实测资料的基础上建立起来的经验公式, 其简单易掌握, 这些经验公式曾得到广泛应用。但这些公式大部分都不符合量纲的和谐性, 而且是特定流域下的产物, 当我们所研究的水系所在的流域的自然条件与上述流域条件相近时, 这些经验公式还有一定的参考价值, 如果两者相差较远, 则应用这些公式必须十分慎重。另一方面, 通过大量经验公式, 还是可以看到对流域因素对河道横断面形态调整的影响。流域因素中流量对断面形态的调整有着重要的影响, 来沙量对断面形态也有影响, 但当流量已作为主要影响因素时, 来沙量的影响就不复突出。河床和河岸物质的抗冲性, 主要影响断面的宽深比, 当河岸的抗冲性较大时, 断面易趋于窄深方向发展。

1.3.2 极值假说

研究者们用不同的极值假说理论预测了横断面形态调整的相关关系,例如,最小熵产生理论^[27],最小方差理论^[28],最小能耗率理论^[29],以及最小活动性假说^[30]等。这些方法统称为极值假说方法。

杨志达的最小能耗率理论^[29]指出:当一个系统的能耗率为最小时,此系统处于平衡状态。这个最小值与施加于该系统的约束有关。若系统尚未平衡,它的能耗率不为最小。但系统会以减小能耗率方式作调整,直至能耗达到最小,系统达到平衡为止。

河流系统可通过许多途径减小其能耗率。下面仅限于通过调整河槽几何形状使能耗率趋于最小的情况。所做假设为:由流域特性决定的流量和输沙率为已知的约束条件;河床与河岸物质具有相同的抗冲性。河道的总糙率视为一常数。

河流的总能耗率分为输水和输沙两部分;

$$\Phi = \Phi_w + \Phi_s = (Q\gamma + Q_s\gamma_s)lJ \quad (1-24)$$

其中,水流运动的能耗率为 $\Phi_w = Q\gamma lJ$, Q 为流量, γ 为水的容重, l 为河段长, J 为能坡。输送泥沙的能耗率可表示 $\Phi_s = Q_s\gamma_s lJ$,式中 Q_s 为泥沙体积流量, γ_s 为泥沙容重。

设矩形断面明渠中的流量可由 Manning-strickler 公式确定,采用公制单位,则有

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{Bh}{B+2h} \right)^{2/3} J^{1/2} (Bh) \quad (1-25)$$

设含沙量可表示为无量纲单位水流功率的指数形式^[16],即

$$\frac{Q_s}{Q} = \begin{cases} K(P - P_c)^\alpha & P > P_c \\ 0 & P < P_c \end{cases} \quad (1-26)$$

其中 $P = VJ/\omega$ 为无量纲单位水流功率, ω 为泥沙颗粒的平均沉速, P_c 为泥沙起动所需的临界无量纲单位水流功率, K 和 α 为系数和指数。

根据以上公式,并结合最小能耗原理,杨志达推出了的经验河相关关系式中的指数,其关系式如式(1-1)、(1-2)、(1-3)。对于均匀沙推得 $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.41, \alpha_3 = 0.18$ 。

窦国仁^[30]认为,在给定的来水来沙和河床边界条件下,不同的河床具有不同的稳定性或活动性,而河床在冲淤变化过程中力求建立活动性最小的断面形态,河床的这种变化趋势,可以称为河床的最小活动性假说。

河床的活动性主要取决于三个因素:流量的相对变幅、水流对河床的作用力和断面宽深比。综合这三个参变数,窦国仁认为河床的活动性指标具有如下形式:

$$K_n = \frac{Q_2}{Q_m} \left[\left(\frac{U}{\lambda_\alpha U_{ob}} \right)^2 + 0.15 \frac{B}{h} \right] \quad (1-27)$$

式中, Q_2 为年出现频率为 2% 的洪水流量的多年平均值, Q_m 为多年平均流量, U 为断面平均流速, U_{ob} 为河床泥沙颗粒的止动流速, $\lambda_\alpha = \alpha_w / \alpha_b$, α_w 与 α_b 因河岸和河床土的性质而异, B 和 h 分别为河宽和水深。

根据河床最小活动性假说:

$$\frac{\partial K_n}{\partial u} = 0, \text{ 或 } \frac{\partial K_n}{\partial h} = 0, \text{ 或 } \frac{\partial K_n}{\partial B} = 0 \quad (1-28)$$

并结合水流连续方程、曼宁公式和水流挟沙力公式可求解出冲积性河流的宽度、深度。

$$\left. \begin{aligned} B &= 1.33 \left(\frac{g u_{os} S Q_m^5}{k \lambda_\alpha^2 U_{ob}^3} \right)^{1/9} \\ h &= 0.81 \left(\frac{k \lambda_\alpha^2 U_{ob}^2 Q_m}{g u_{os} S} \right)^{1/3} \\ B/h &= 1.65 \left(\frac{g^4 u_{os}^4 S^4 Q_m^2}{k^4 \lambda_\alpha^4 U_{ob}^4} \right)^{1/9} \end{aligned} \right\} \quad (1-29)$$

式中, u_{os} 为悬移质泥沙的止动流速, k 为与泥沙容重、水流阻力系数、底流速与平均流速的比值以及饱和状态下平均含沙量与河底含沙量的比值有关的参数。式中河宽和流量的 0.56 次方成正比, 水深和流量的 0.33 次方成正比。

Lane^[31]提出了临界切应力方法计算河宽, 这种方法要求河岸物质的允许切应力 τ_c 不小于水流切应力 τ_f , 即 $\tau_c \geq \tau_f$ 。在一定的流量、能坡及糙率等条件下, 结合曼宁公式可得:

$$B = \frac{nQJ^{7/6}\gamma^{5/3}}{\tau_c^{5/3}} \quad (1-30)$$

式中： Q 为流量， m^3/s ， n 为糙率。在已知河床物质的粒径后，可通过 Lane 建议的 $\tau_c \sim d$ 关系曲线，查出 τ_c 的值。当计算河宽大于原有的河宽时，河岸将不可避免的发生冲刷。

窦国仁的最小活动性假说^[30]，比较全面的概括了流域因素对河床形态塑造的影响，但也应该指出，用流量变幅、相对作用力和宽深比来表示河床活动性都带有一定的设想性质，认为这几个因素可以按照式（1-27）的形式联系起来则更是一种假定，目前对此还不能作出理论上的阐明。

所有这些假说虽然都有一定的理论根据，但都还不能在理论上充分证明其正确性，同时，得出的关系式也还没有经过大量实测资料的验证。

1.3.3 力学理论分析方法

Diplas 和 Vigilar^[32]于 1992 年对 Glover 和 Florey(1951)提出的用力学或剪切力模式求临界河床形态的方法进行了改进。这里假定河道是顺直的，次生流是可以忽略的，泥沙是非粘性的，并不随河床而改变。用水流的横向紊动扩散方程和泥沙颗粒的临界起动力平衡方程联解，得到描述临界河床横断面形态的控制方程，再结合河床中心底部和河边的两个边界条件，得出描述临界河床断面形态的 5 阶多项式：

$$D^* = C_5 y^{*5} + C_4 y^{*4} + C_2 y^{*2} + 1 \quad (1-31)$$

以上式中， $D^* = \frac{D}{D_c}$ ， D 和 D_c 是水深和河床中心的水深； $y^* = \frac{y}{D_c}$ ， y 是从河床中心到

两岸的水平距离； D 、 D_c 、 C_2 、 C_4 和 C_5 是由淹没静摩擦系数 μ 、水流对泥沙颗粒的上举力和阻力的比值 β 、 d_{50} 、 d_{90} 、比降 J 、临界剪应力 τ_{cr}^* 决定的量，由于其推导过程及其复杂，这里不再列出。

实际上，1951 年 Glover 和 Florey 提出的余弦横断面形态，Mironeko 等 1984 年提出的抛物线断面形态；以及后来 Ikeda 等提出的指数曲线的断面形态是不稳定或超

稳定的。而(1-31)式所预测的断面形态和1963年Stebbing的试验资料吻合良好。

近年来一种建立在力学机理分析基础上的水动力学-土力学方法正逐渐发展起来。这种方法是先根据水动力学模型计算床面冲淤变形,然后用土力学模型分析河岸的稳定性。适用于不同类型土质河岸^[33]。

对于非粘性土河岸,由于土体内部没有凝聚力的作用,因而其边坡的稳定的条件是坡度小于泥沙的水下休止角。此种方法主要以河道展宽模型为代表(见图1-1)。非粘性土河岸冲刷与崩塌的过程如下:由于坡脚冲刷使岸坡变陡,导致河岸崩塌,崩塌下来的土体在岸坡前淤积,淤积物被水流搬运走,又开始新的冲刷和崩塌。此外,在室内试验和野外观测中还发现,河岸崩塌以后的边坡角度与原河岸坡面形态相似,而且边坡角度均为泥沙的水下休止角 θ_c ,而且发现从水面以上岸坡崩塌下来的土体面积 A_c 与崩塌后堆积在岸边的面积 A_d 相等。

对于粘性土河岸,主要以Osman和Thorne^[34,35]提出的河道展宽为代表(见图1-2^[36])。该模型首先计算河岸横向冲刷距离,然后分析河岸边坡的稳定性。在 $\Delta t(s)$ 时间内,粘性土河岸被水流直接冲刷后退的距离为:

$$\Delta B = \frac{C_1 \Delta t (\tau_f - \tau_c) e^{-1.3\tau_c}}{\gamma_{bk}} \quad (1-32)$$

式中: γ_{bk} 为河岸土体的容重, kN/m^3 ; ΔB 为 Δt 时间内河岸因水流横向冲刷而后退的距离(m); τ_f 为作用在河岸上的水流切应力(N/m^2); τ_c 为河岸土体的起动切应力(N/m^2), C_1 为横向冲刷系数,取决于河岸土体的物理化学特性,Osman 根据室内试验结果得到 $C_1 = 3.64 \times 10^{-4}$ 。由式(1-32)计算得到河槽冲宽 ΔB ,用水动力学模型算得河床冲深 ΔZ 后,河岸高度增加,坡度变陡,稳定性降低。根据土力学中的边坡稳定性关系,采用若干假定,可得到河岸发生初次崩塌时的临界条件。若河岸已发生初次崩塌,则假定以后的河岸崩塌方式为平行后退,即崩塌后的边坡角度恒为 β ,仍可用土力学的方法判断河岸是否会发生二次崩塌。

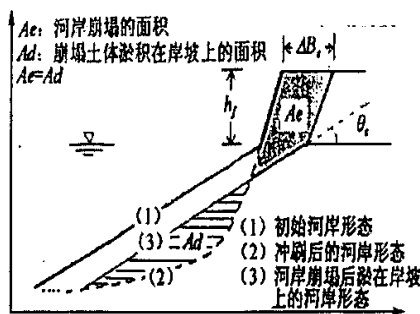


图 1-1 非粘性河岸的展宽计算模式

Fig. 1-1. Computation mode of widening of noncohesive river banks

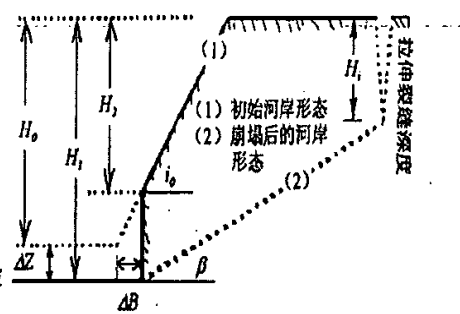


图 1-2 粘性河岸的展宽计算模式

Fig. 1-2 Computation mode of widening of cohesive river banks

1.4 对已有公式的验证

1.4.1 苏联维利堪诺夫公式

维利堪诺夫根据洛赫金的假说，用量纲分析法求得河宽，水深与水力、泥沙因素的关系式：

$$\frac{B}{D_{50}} = K_1 \left[\frac{Q}{D_{50}^2 \sqrt{g D_{50} J}} \right]^{x_1} \quad (1-33)$$

$$\frac{B}{h} = K_2 \left[\frac{Q}{D_{50}^2 \sqrt{g D_{50} J}} \right]^{x_2} \quad (1-34)$$

上式中 B 为主槽河宽，h 为水深， D_{50} 为床沙粒径，g 为重力加速度，J 为河段总比降， K_1 、 K_2 和 x_1 、 x_2 分别为经验系数和指数。

现用黄河下游，花园口、高村和艾山三个典型的断面近 40 的资料来验证此公式，其中资料的范如下：

Q——年均流量：	218~3023 m ³ /s
D_{50} ——床沙中值粒径：	0.064~0.158 mm
J——河道纵比降：	0.96~2‰

B——河宽： 415~2781 m

验证结果如图 1-3 所示，除了艾山断面外，不管是单独一个断面还是整个下游河段分布都比降散。

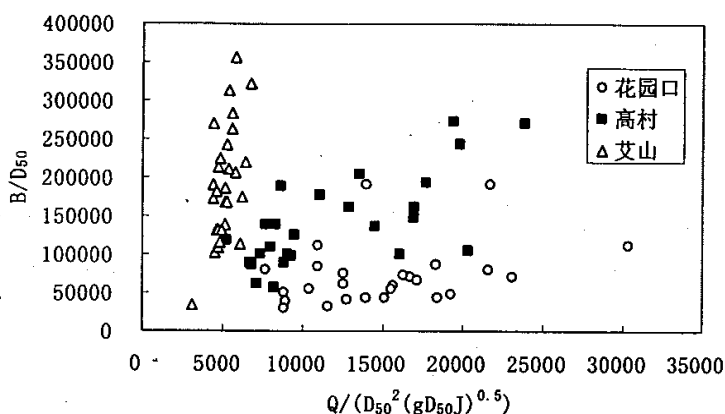


图 1-3 维利 堪诺夫公式验证

Fig. 1-3 Validation of Великанов, M.A.'s formula

1.4.2 阿尔图宁公式

阿尔图宁根据苏联中亚细亚的河道用经验方法得出，稳定河槽的计算公式：

$$B = A_1 Q^{0.5} J^{-0.2} \quad (1-35)$$

公式 (1-35) 中 A_1 为河宽稳定系数，其它符号同前。可根据表 1-4 河段的水利技术分类加以规定，可用于计算稳定河宽。这种系数的值是针对冲积河槽的两种标准横断面 (图 1-4) 规定的。

阿尔图宁对于稳定河宽的定义为：适合式 (1-36)，这种河槽没有浅滩，即在造床流量时，这种河槽没有成汉道的趋势。这种河槽称为稳定河槽。早在 1924 年，俄国国立水文学院就整编了大量没有分汊和浅滩的各河槽的实际资料，并据以用经验方法得出了 $m=0.5$ 时的关系式 (1-37)。

$$B^m = KH \quad (1-36)$$

关系式 (1-37) 中系数 K 的数值，随着各种河段和横断面的性质而变化，自 8 到 16 不等，其平均数值是 $K=10$ ；而 m 的数值，则自 0.5 到 1.0。表 1-4 中列出了不同条件下

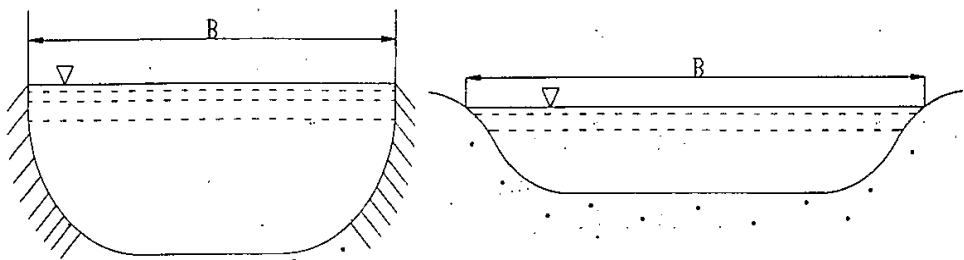
K和m的数值。

表 1-4^[26] 中亚细亚河道的水利技术分类 (造床流量的频率为 5~10%)

Table 1-4 Hydro technical classification of Middle Asiatic
(bed-building discharge frequency :5%~10%)

河段的性质	河槽稳定系数 $A_1 = \frac{B \cdot I^{0.2}}{Q^{0.5}}$		当k为变数 时的m		$K = \frac{B^m}{H_{cp}}$		当k=10时的 m		$K_0 = \frac{\sqrt{B}}{H_{cp}}$	
	甲	乙	甲	乙	甲	乙	甲	乙	甲	乙
山区河段 (上游河段), 河槽由碎石、漂砾和大卵石构成。流速和比降接近 临界数值	0.70	0.90	1.00	0.80	16	10	0.90	0.80	2	3
山麓河段 (从山口进入谷 地的河段), 河槽由卵石、 砾石和沙构成。水流平顺	0.90	1.00	0.80	0.67	10	9	0.80	0.75	3	5
中游河段 (平原河段) 河 槽由小砾石和粗、中和细 三等沙构成。水流平顺	1.00	1.10	0.67	0.50	9	5	0.75	0.70	4	5
下游河 段河槽 由细沙 构成	(1) 锡尔河型 粘壤土河岸	1.30	1.30	0.57	0.50	4.1	3	0.75	0.702.7	3
	(2) 阿姆河型 沙和沙壤土河 岸	1.70	1.70	0.54	0.50	8	10	0.65	0.50	8

注: 甲是指两岸没有冲刷的断面, 乙是指两岸和河底有冲刷的断面, 如图 1-4 所示。



(甲) 两岸没有冲刷

(乙) 两岸和河底有冲刷

(I) No erosion in bank

(II) No erosion in bank and bed

图 1-4 稳定河段的两种标准横断面

Fig. 1-4 Two standard cross section in stabile river reach

现选用黄河下游的高村和利津两个典型水文站断面对其进行验证, 黄河下游的河段性质应该是表 1-3 中, 下游河段由细沙构成的 (1) 粘壤土河岸, 其中 $A_1=1.3$ 。这

里选用平滩流量作为造床流量，高村和利津断面均属于没有浅滩，在造床流量时河道也没有分叉的趋势。

其中资料的范如下：

Q——平滩流量：	2560~7440 m ³ /s
J——河道总比降：	0.75~3.09 ‰
B——河宽：	528~1675 m

验证结果如图 1-5，实际的测量值与计算值却差别较大。

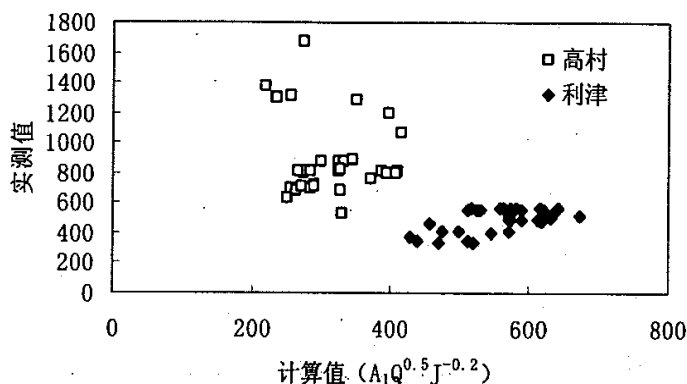


图 1-5 阿图宁公式的验证

Fig. 1-5 Validation of Алгунин С. Т.'s formula

麦乔威^[37]曾按照阿图宁的稳定河宽的系数公式，计算了黄河下游秦厂至前左 10 个站的河宽稳定系数，其中高村以上 $A_1=2.07\sim 5.41$ ，孙口、利津及前左 $A_1=1.11\sim 1.52$ ，艾山、洛口及杨房 $A_1=0.55\sim 0.86$ ，根据阿尔图宁的分类， $A_1=0.75\sim 0.90$ 为山区河段， $A_1=0.90\sim 1.0$ 为山麓河段， $A_1=1.0\sim 1.1$ 为中游河段， $A_1=1.1\sim 1.7$ 为下游河段，则黄河下游在高村以上是属于游荡性河道的特性，而且它的不稳定程度远较苏联阿姆下游 ($A_1=1.7$) 为甚，而孙口、利津及前左则属于下游河段的特性，艾山、洛口及杨房则属于山区河段的特性。

显然，根据阿尔图宁的分类，尚不能正确的解决黄河下游河型问题，因而对于断面形态问题也不能很好的适用。这是因为，这些计算稳定系数的公式均得自含沙量小的平原河流或具有粗粒淤积物的山区河流，但黄河的情况是悬沙含量很大。

1.5 研究内容及方法

本文的主要目标是通过资料分析、理论推导、物理模型试验等手段，以河宽变化为重点，研究河道横断面形态变化规律。初步建立河道横断面形态调整的理论体系。本文的研究方法及内容为：

1. 总结现有的研究成果，并对其进行验证，找出其不能适用的原因。
2. 进行概化模型试验，研究在恒定水沙条件下，横断面形态与各影响因素的关系。
3. 分析黄河下游河道横断面形态调整的特点。分析各典型时段水沙概况，及在不同运用期河段平均主槽河宽、面积、宽深比的调整特点。
4. 分析黄河下游河道横断面形态与各影响因素的关系，并建立关系式。选取典型河段、典型水文站，分析断面主槽河宽、面积等因子与水沙及河床边界条件的相关关系。
5. 根据河床演变和地貌学、河流动力学等方面理论，初步探讨横断面调整的机理。

第二章 黄河下游河道基本概况

黄河是中国第二大河，发源于青藏高原巴颜喀拉山北麓海拔 4500m 的约古宗列盆地，流经青海、四川、甘肃、宁夏、内蒙古、山西、陕西、河南、山东等九省（区），注入渤海，干流河道全长 5464km，流域面积 79.5 万 km^2 （包括内流区 4.2 万 km^2 ）^[38]。黄河流域上中游地区的面积占总面积的 97%；长达数百公里的黄河下游流域面积仅占 3%。黄河干流自河南省郑州市附近的桃花峪至河口为黄河下游，流域面积 2.2 万平方公里。下游河床高于两岸地面，汇入支流很少。平原坡水支流只有天然文岩渠和金堤河两条，地势低洼，入黄不畅；山丘区支流较大的只有汶河，流经东平湖汇入黄河。黄河下游洪水和沙量沿程减小，河道堤距及河槽形态具有上宽下窄的特点。桃花峪至高村河段，河长 206.5km，堤距宽 5km~10km，最宽处有 20 km，河槽一般宽 3km~5km，是冲淤变化剧烈、水流宽、浅、散、乱的游荡性河段。本河段防洪保护面积广大，河势又变化不定，历史上重大改道都发生在本河段，是黄河下游防洪的重要河段。

2.1 黄河下游典型河段特点

黄河在孟津县白鹤段由山区进入平原，经华北平原，于山东垦利县注入渤海，河长 878km。由于黄河下游“水少沙多”，使河床年均抬高 0.05-0.1m，现河床已高出堤外 3~5m，部分河段达 10m 以上，并且仍在继续淤积，下游已成为“地上悬河”。黄河下游河道形态是：上宽下窄、上陡下缓。按其特性可分为三种不同类型的河道：

白鹤至高村河段长 299km。郑州京广铁路桥以上，南岸为邙山黄土丘陵，高出河面 100~150m 左右，在巩县有洛河、在荥阳有汜水注入。北岸为黄土低崖，称为清风岭，温县以上一般高出河面 10~40m，温县以下有沁河汇入，沁河两侧修建有堤防。京广铁路线以下均有堤防。次河段堤 5~20km，河宽水散，冲淤幅度大，沙洲出没无定，主流摆动频繁，60 年代河段平均主槽一般宽 1700m 左右，比降为 2.65‰~1.72‰，60 年代宽深比大约在 30 左右，河道相当宽浅，为典型的游荡型河段。

高村至阳谷陶城铺河段，河道长 165km。两岸堤距宽平均 4.5km。右岸在长垣有天然文岩渠及台前有金堤河汇入。河道两岸修建了不少控导工程，河槽大多靠南岸，水流基本归为一股，已有明显主槽。但由于约束不严，河槽的平面变形还比较大，在修建控导工程之前，滩岸调塌较快。60 年代河段平均主槽一般宽约 1000m，平均比降为 1.15‰，宽深比约为 10~20 左右。属于游荡向弯曲转变的过渡河段。

陶城铺以下至入海口，河道长 322 公里。陶城铺以下除南岸东平湖至济南宋庄为山岭外，其余均束缚于堤防之间。堤距宽 0.4~5 公里，一般 0.2~2.0 公里。北店子至曹家圈、胡家岸至沟阳家河段及富家至麻湾，堤距仅 400~500 米左右。右岸有汶河及玉符河汇入。由于堤距窄且两岸整治工程控制较严，河槽比较稳定，河道比降为 1.0‰，60 年代河段平均主槽河宽约在 600m 左右，宽深比约为 6，断面较为窄深。属于弯曲性河型。

2.2 黄河下游水沙概况

2.2.1 径流量地区分布不均匀

由于受地形、气候、产流条件的影响，河川水资源在地区上的分布很不均匀。大部分来自兰州以上及龙门到三门峡区间。兰州以上控制流域面积占花园口以上控制面积的 30.5%，但多年平均径流量却占花园口的 57.7%；龙门到三门峡区间，流域面积占花园口以上控制面积的 26.1%，年径流量占花园口的 20.3%；兰州到河口镇区间集水面积达 16 万 km²，占花园口 22.4%，由于区间径流的损失，河口镇多年平均径流量反而比兰州还小^[18]。

年径流量的地区分布不均匀，还表现为径流深由流域的南部向北部递减。大致西起吉迈，过积石山，到大夏河、洮河，沿渭河干流至汾河与沁河分水岭一线南侧，年降水量丰沛，植被较好，年平均降水量大于 600mm，年径流深 100~200mm 以上，是黄河流域产流最丰沛的地区；流域北部经皋兰，过海源、同心、定边到包头一线

西北部,气候干燥,年平均降水量小于 300mm,年径流深在 10mm 以下,是黄河流域径流最贫乏的地区;流域中部黄土高原区,年降水量一般为 400~500mm,年径流深 25~50mm。这一地区由于生态环境长期受到破坏,水土流失严重,为黄河流域泥沙的主要来源区。

2.2.2 径流量年际、年内变化大

黄河流域是典型的季风气候区,因受大气环流和季风的影响,河川径流量的年际变化比较大,年内分配也很不均。

黄河上游龙羊峡以上地区,大部分为高寒草原,湖泊沼泽较多,水的自然涵蓄能力较好,因此,以上游来水为主的干流各站,径流量的年际变化相对比北方河流小,龙门以上各站年径流 C_v 值为 0.22~0.23;龙门以下,汇入了一些流域内涵蓄能力很小的大支流,年径流 C_v 值略有增大,如三门峡、花园口两站的 C_v 值分别为 0.24、0.25。黄河流域较大支流年际变化大,年径流量 C_v 值,变化在 0.4~0.5 之间。干流各站最大年径流量与最小年径流量之比为 3~4,支流达 5~12。中游黄土丘陵地区的中、小支流年际变化更大。

径流量的季节分配主要取决于河流的补给条件。黄河河川径流主要是以降水补给为主,季节性变化剧烈。年降水量主要集中于 6~9 月,河川径流量主要集中于 7~10 月(称汛期)。干流及较大支流汛期径流量占全年的 60%左右,每年的 3~6 月份,径流量只占全年的 10%~20%;陇东、宁南、陕北、晋西北等黄土丘陵干旱、半干旱地区的一些支流,汛期径流量占全年的 80%~90%,每年 3~6 月份的径流量所占比重很小,有些河流基本上呈断流状态^[18]。

2.2.3 水沙异源且含沙量大

黄河流域幅员广阔,不同地域地理条件差异显著,产水产沙特点不同,形成水沙异源的来水来沙特点。

黄河下游水沙主要来自花园口以上地区^[5]。花园口以上地区长系列年均降雨量仅 435.6mm,多年平均径流深 77mm,相当于全国年平均径流深 276mm 的 28%。全河多

年天然径流量 580 亿 m^3/s , 仅占全国河川径流量的 2%。全河多年平均天然径流量 580 亿 m^3 , 仅占全国河川径流总量的 2%, 居我国七大江河的第四位, 小于长江、珠江、松花江。流域内人均水量 593m^3 , 为全国人均水量的 25%; 耕地亩均水量 324m^3 , 仅为全国耕地亩均水量的 17%。再加上邻近地区的供水需求, 水资源更为紧张。黄河三门峡站多年平均输沙量约 16 亿 t, 平均含沙量 $35\text{kg}/\text{m}^3$, 在大江大河中名列第一。最大年输沙量达 39.1 亿 t (1933 年), 最高含沙量 $920\text{kg}/\text{m}^3$ (1977 年)^[18]。黄河水、沙的来源地区不同, 水量主要来自兰州以上、秦岭北麓及洛河、沁河地区, 泥沙主要来自河口镇至龙门区间、泾河、北洛河及渭河上游地区。

第三章 黄河下游不同时期河道横断面调整的特点

黄河下游是一条强烈的堆积性河段，河道横断面的变化与水沙和边界条件密切相关。当然三门峡水库的运用方式，对于进入下游的水沙条件有着一定的控制作用。从1960年三门峡水库开始蓄水运用以来，先后经历了蓄水拦沙期、滞洪排沙期和蓄清排浑期，以及1986年以来水沙情况变化较大的4个时期。根据具体河道冲淤情况又可分为5个时段，其中1960~1964年和1981~1985年是以冲刷为主的时期，1965~1973年、1973~1980年和1986到2000年是以淤积为主的时期。

3.1 三门峡水库蓄水拦沙期横断面调整特点（1960.9-1964.10）

三门峡水库从1960年9月至1962年3月开始蓄水拦沙运用，在此期间水库除洪水期通过异重流排出少量细颗粒泥沙外，其它时间均下泄清水。此后至1964年10月，水库改为滞洪排沙运用，全年敞开闸门泄流排沙，初期（1962年3月至1964年10月）因死库容还未淤满，库内淤积泥沙向坝前推移，下游河道仍处于冲刷状态，所以把这一时期并入蓄水运用期来进行分析。黄河下游河道纵剖面如图3-1所示。

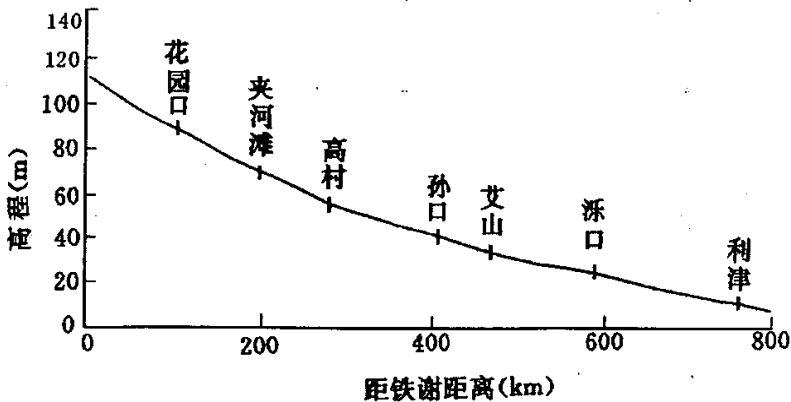


图 3-1 黄河下游河道纵剖面图

Fig. 3-1 The longitudinal profile of Lower Yellow River

这一时期三门峡水库下泄泥沙量少, 该时期黄河下游年平均来水量 531 亿 m^3 , 来沙量 7.4 亿 t, 年平均含沙量 $10.5kg/m^3$, 水多、沙少、中水流量历时长。1960 年和 1962 年为枯水少沙, 1961 和 1963 为中水中沙, 而 1964 年则为丰水多沙年, 整个时段为水量较丰沛(表 3-1)。来水来沙过程经水库的调节发生了很大的变化, 洪峰流量大幅度消减, 三门峡水库出库含沙量大大降低。这种水沙条件决定了这一时期河道横断面主要以冲刷为主。这一时期主槽河宽和面积均为相对较大时期, 如表 3-2 所示。这里注明: 黄河原型资料所选的断面均是水流方向与横断面相垂直的断面, 且是自由发展的断面, 断面不受工程约束。

表 3-1 黄河下游各时期年均水沙量(为三、黑、小三站的总和)
Table 3-1 Total water and sediment in every period of Lower Yellow River

时期	水量(亿 m^3)				沙量(亿 t)			
	汛期	非汛期	全年	汛期占全年%	汛期	非汛期	全年	汛期占全年%
1960-1964	244	287	531	46	4.6	2.7	7.4	63
1965-1973	226	188	414	55	12.8	2.8	15.6	82
1974-1980	228	161	389	59	12.0	0.2	12.2	98
1981-1985	297	198	495	60	9.3	0.4	9.7	96
1986-1999	126	148	274	46	7.2	0.4	7.6	95

表 3-2 黄河下游各河段各时期断面形态要素
Table 3-2 Morphology element of every reach in every period of Lower Yellow River

项目	河段	1960-1964	1965-1973	1974-1980	1981-1985	1986-2000
河宽(m)	花园口-高村	1887	1452	1154	1375	938
	高村-艾山	900	941	745	787	688
	艾山-利津	—	663	615	608	579
面积(m^2)	花园口-高村	2742	1911	1822	2173	1429
	高村-艾山	2742	1903	1822	2173	1429
	艾山-利津	—	2549	2029	2416	1726
水深(m)	花园口-高村	1.46	1.32	1.58	1.58	1.53
	高村-艾山	3.03	2.01	2.45	2.76	2.08
	艾山-利津	—	3.84	3.31	3.97	2.97

3.1.1 主槽宽度的调整特点

黄河下游水沙条件的改变引起边界条件的变化,尤其是作为排洪输沙主要通道的主槽经历不同水沙条件后,为适应水沙条件而在不断地进行自身调整。经过三门峡水库的蓄水拦沙调节,在1960~1964的有利水沙条件,主槽宽度大部分断面有所增加。从1961年到1964年基本上遵循“展宽+下切→下切→局部展宽”的规律^[39]。

花园口到高村河段边界控制条件较差,河道既有展宽又有下切。辛寨断面从1960年到1964年,主槽河宽逐步展宽,共展宽了1283m,如图3-2所示。黑石断面从1960到1964年,主槽展宽了1926m,在此期间主槽摆动较明显。黑岗口断面主槽河宽在1960到1961年展宽较大,展宽了610m,1962年到1964年主槽主要以向下冲深为主。夹河滩断面主槽河宽从1960到1964年逐渐展宽,总计展宽529m。马寨断面从1960到1964年主槽河宽展宽了362m。高村断面在此期间主槽河宽展宽较小,主要以下切为主,趋于形成矩形河槽。有利的水沙条件使得花园口到高村河段平均主槽宽度增加了478m。

高村到艾山河段两岸有工程控制,土质又较好,以冲刷下切为主,主槽河宽沿程明显减小。高村到孙口河段,有部分断面既展宽又下切,大部分断面变化较小。如杨集断面,1960到1964主槽河宽总共展宽454米,1964年汛后主槽河宽为1882米。孙口到艾山河段,主槽河宽变化较小,河段平均主槽宽度增大不到70米。艾山断面主槽河宽调整不过20米,如图3-3所示。艾山以下河段两岸控制较好,河宽变化不大。

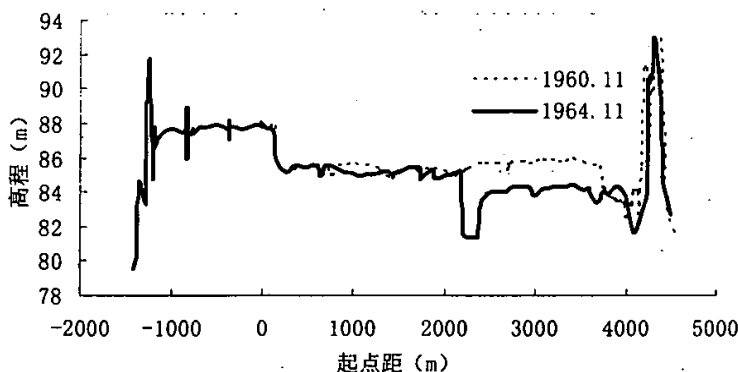


图 3-2 三门峡水库蓄水拦沙期辛寨断面变化
Fig. 3-2 Cross section of XinZhai in 1960 and 1964

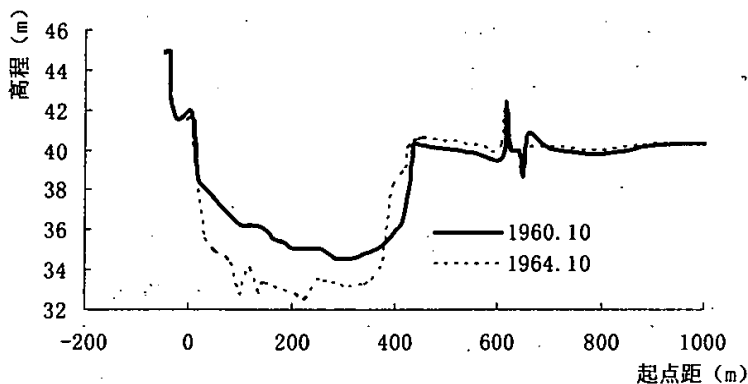


图 3-3 三门峡水库蓄水拦沙期艾山断面变化
Fig. 3-3 Cross section of AiShan in 1960 and 1964

总的来说，河宽的变化不仅与来水来沙条件有关，而且与所处的河段密切相关。游荡型河段断面宽浅，主槽河宽的变化较剧烈，在蓄水拦沙期河宽均有所增大。弯曲型河段河势较稳定，主槽宽度变化较缓慢。过渡型河段河宽的增大较小，介于游荡型和过渡型之间。如果河流需要输移的泥沙数量较大，那么它可通过增加边界剪切力来调整到满足这种要求。但较高的剪切力同时又会引起强烈的河岸冲刷，河床因而变得宽浅。因此一个宽浅的断面总是与大量的推动质，陡比降和高流速相关联的。黄河下游弯曲形河段，主槽不容易摆动，而且宽深比较小，水深较大，有利于排洪输沙，因此，弯曲性河段的冲淤变化较小，则主槽河宽变化较小。具体见表 3-3。

表 3-3 各河段断面要素在各时段内变化差值

Table 4-3 Difference of cross section element of every reach in every period

项目	河段	1960-1964	1965-1973	1974-1980	1981-1985	1986-2000
河宽差值 (m)	花园口-高村	1072	-288	-427	95	-96
	高村-艾山	162	-323	78	74	-247
	艾山-利津	—	-29	-22	13	-67
面积差值 (m ²)	花园口-高村	1428	122	-659	219	-152
	高村-艾山	1831	-1435	311	692	-1472
	艾山-利津	—	-1293	281	486	-717
水深差值 (m)	花园口-高村	0.02	0.47	-0.05	0.05	-0.01
	高村-艾山	1.38	-0.65	0.16	0.57	-1.19
	艾山-利津	—	-1.83	0.54	0.72	-0.86

注:上表中差值指的是时段末减去时段初的差值,比如“1960-1964”就指的是1964年的值减去1960年的值。

3.1.2 主槽面积的调整特点

主槽过水面积的变化受水沙条件影响最明显。在三门峡水库蓄水拦沙期,除一部分异重流排沙外,基本上清水下泄,洪峰流量消减,中水流量持续时间较长。这一有利条件使得主槽过水面积普遍增大。

花园口到高村河段河道游荡宽浅,河势变化较为剧烈。主槽面积的增大幅度较铁榭至花园口河段小。从1960到1964年,河段平均主槽面积增大了1346m²,但其中有部分断面面积在1961到1962年有所减小。高村到艾山河段属于过渡型河段。在蓄水拦沙期,河段平均主槽面积增大幅度较花园口~高村河段大,总共增加了1791m²。其中1961到1962年变化较小。

3.1.3 宽深比的调整特点

花园口到高村河段,大部分断面宽深比(\sqrt{B}/H)呈增大趋势。花园口断面宽深比由1961年的20增大到1964年的39。黑石断面宽深比由1960年的30.4增大到1963年的42.74。其中大部分断面在1964年宽深比达到本时段最大值。因蓄水拦沙期的高村以下河段缺少资料,所以这里仅分析到高村以上。

3.2 三门峡水库滞洪排沙期横断面形态调整特点 (1964.11-1973.10)

三门峡水库从 1965 到 1973 年改为滞洪排沙运用。该时期下游年均来水量 426 亿 m^3 , 来沙量 16.3 亿 m^3 , 平均含沙量 $38.3kg/m^3$, 为平水多沙系列。这一时期, 除下游凌汛期进行防凌蓄水运用与 1971 年至 1973 年春灌蓄水运用外, 基本上是敞开闸门泄流排沙。天然水沙情况是来水偏枯, 来沙偏多, 再加上水库的消峰滞洪, 出库洪峰流量过程均匀, 排沙量小, 在水库汛后排沙期, 流量较小而挟带大量的泥沙。这实际上是把天然情况下本来淤在滩地的泥沙, 通过水库的滞洪作用, 淤在水库内, 洪水过后水库排沙, 淤在主槽内。这一时期主槽河宽明显减小, 主槽发生萎缩。

3.2.1 主槽宽度的调整特点

这一时期由于不利的来水来沙条件, 以及 1958 年建立的生产堤, 泥沙主要淤积在槽里, 使得主槽过水面积减小, 河宽的变化较缓慢, 也较复杂, 但总的趋势是减小。

花园口到高村河段河宽逐渐减小。1965 年枯水枯沙后, 使得蓄水拦沙期形成的主槽迅速淤积萎缩, 河段平均主槽河宽减少约 400m。后又由于 1966 到 1968 年水量较大, 使得主槽淤积萎缩减缓, 部分断面主槽河宽有所增大, 河段平均情况变化不大。河段平均主槽河宽最大值出现在 1968 年, 1973 年为本时段主槽河宽最小, 图 3-4 所示。夹河滩断面经过滞洪排沙期后, 淤积萎缩成一个相对较小的河槽, 如图 3-5 所示。

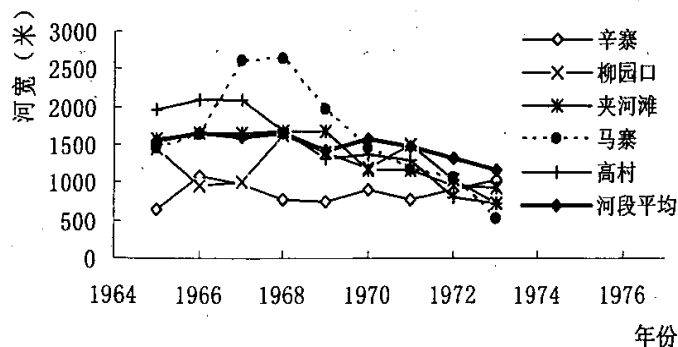


图 3-4 滞洪排沙期游荡型河段主槽河宽变化图

Fig. 3-4 Width in braided channel between 1964 and 1973

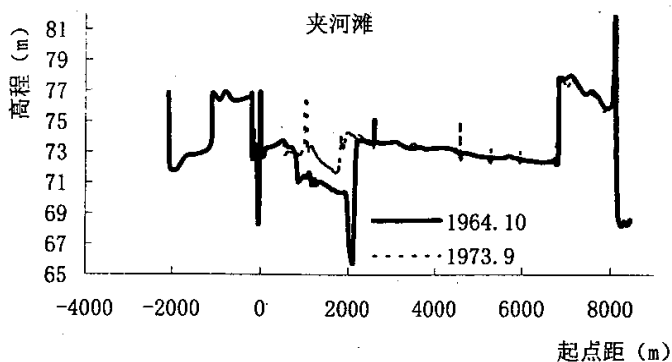


图 3-5 滞洪 排沙期夹河滩断面变化图

Fig. 3-5 Cross section of JiaHeTan in 1960 and 1973

高村到艾山河段，主槽河宽变化总的趋势是 1965 到 1969 年变化不大，部分断面有所增大，从 1970 年开始，主槽河宽逐渐减小，1973 年达到本时段最小。由于汛期水量急剧减小，由 1968 年的 331 亿 m^3 减小到 1969 年的 112.7 亿 m^3 ，大王庄、龙湾、孙口和陶城铺断面均在 1969 年河宽开始变小。

艾山到利津河段，主槽河宽变化较小。但大部分断面主槽河宽还是有所减小。艾山、王家梨行、董家断面主槽河宽变化较小，减小均约在 40m 左右。胡溪渡和杨房主槽河宽变化较大，但整体都呈减小的趋势。

3.2.2 主槽面积的调整特点

花园口到高村河段，河段平均主槽面积在 1966 年达到最大值，之后因为不利水沙条件，主槽面积迅速较小，在 1971 年达到最小值。夹河滩和马寨断面主槽面积最大值出现在 1967 年，分别在 1972 和 1973 年达到最小值。辛寨和柳园口断面在 1968 年达到最大值，之后面积迅速减小。如图 3-6 所示。

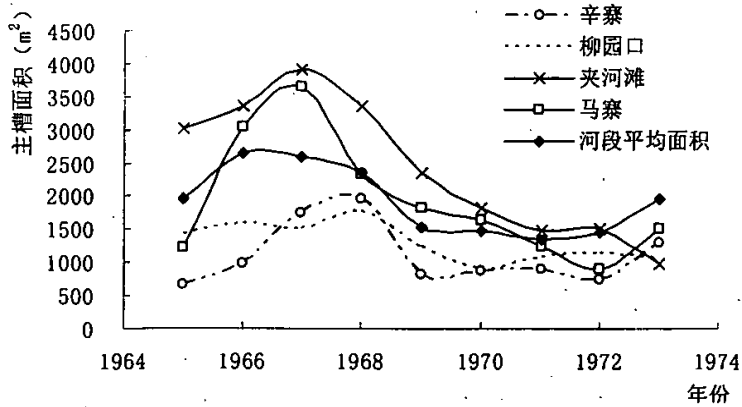


图 3-6 滞洪排沙期游荡型河段主槽面积变化图

Fig. 3-6 Area in braided channel between 1964 and 1973

高村到艾山河段，平均主槽面积在 1965 到 1967 年变化幅度不大，从 1968 年以后，主槽面积开始减小，1970 年达到最小值。高村、孙口断面 1968 年主槽面积急剧减小，1968 年后逐渐减小，1973 达到最小值。苏酒庄、大王庄和伟那里断面变化幅度较小，和主槽面积变化基本一致。如图 3-7 所示。艾山到利津河段，虽然水量变化较大，如图 3-8 所示，但由于河势较稳定，河段过流和排沙能力较大，所以在 1965 到 1967 年主槽面积的变化幅度较小，1967 年后，主槽河宽开始逐渐减小。

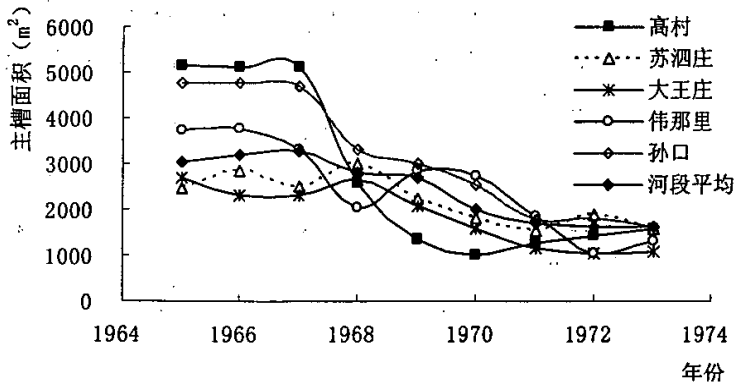


图 3-7 滞洪排沙期过渡河段主槽面积变化图

Fig. 3-7 Area in transitional channel between 1964 and 1973

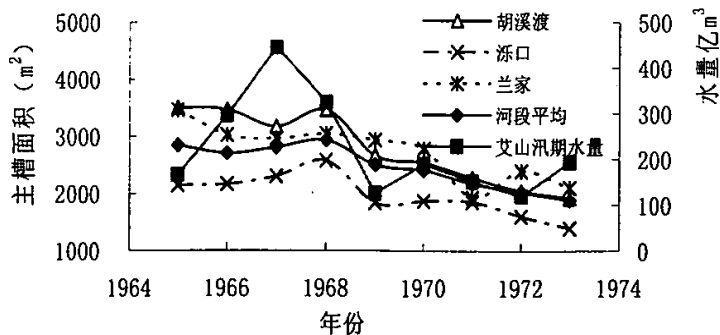


图 3-8 滞洪排沙期弯曲河段主槽面积变化图

Fig. 3-8 Area in meandering channel between 1964 and 1973

3.2.3 宽深比的调整特点

花园口到高村河段，1967 年河段平均宽深比较 1966 年普遍增大，在 1970 年达到 40 年来（1960 年到 2000 年）的最大值 40，如图 3-9 所示。大部分断面宽深比在 1969 到 1970 年之间达到本时段最大值，均在 1973 年达到最小宽深比。高村到艾山河段的宽深比整体要比花园口到高村河段小，大部分断面宽深比在 20 以下，如图 3-10 所示。高村到艾山河段断面在 1965 到 1972 年呈增大趋势，在 1971 或 1972 年达到本时段最大值，后在 1973 年后宽深比又逐渐减小。艾山到利津河段在 1965 到 1968 年内，宽深变化较小。1968 年后，主槽淤积使得平均水深持续减小，而主槽河宽的变化不大，因此宽深比持续增大，如图 3-11 所示。

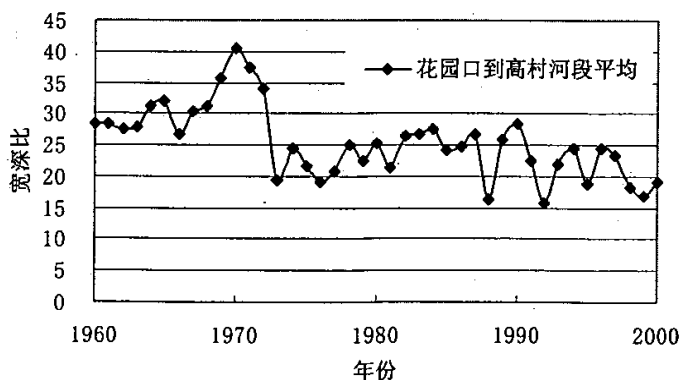


图 3-9 花园口到高村河段宽深比变化图

Fig. 3-9 Change of width-depth ratio from Huayuankou to Gaocun

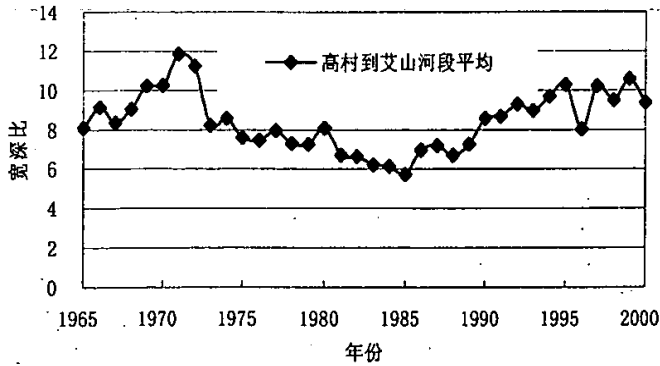


图 3-10 高村到艾山河段宽深比变化图

Fig. 3-10 Change of width-depth ratio from Gaocun to Aishan

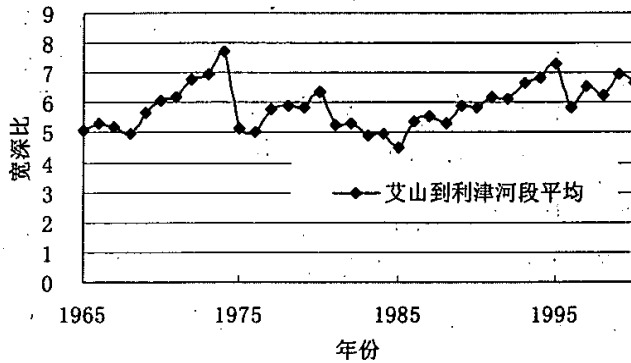


图 3-11 艾山到利津河段宽深比变化图

Fig. 3-11 Change of width-depth ratio from Aishan to Lijin

3.3 三门峡水库蓄清排浑期横断面形态调整特点 (1973.11-1985.10)

自 1973 年 10 月起,三门峡水库采用“蓄清排浑运用”。每年非汛期库水位一般控制在 320m 以下,最高不超过 326m,水库下泄清水。汛期水位降至 300m~305m,水库敞泄。1973 年 11 月至 1980 年 10 月下游平均来水量 395 亿 m^3 ,来沙量 12.4 亿 t,这一时期水量偏少,沙量也偏小。从这时期开始,全年沙量的 97%集中在汛期排入下游。其间,1977 年出现了两次高含沙洪水,三门峡站最大含沙量达 $911kg/m^3$ 。1981 年至 1985 年,河口镇以上少沙来源区及伊洛沁河来水偏多,下游来水偏丰,来沙偏少。年平均水量 482 亿 m^3 ,来沙量 9.7 亿 t,年平均含沙量仅 $20kg/m^3$,来沙量比库水少沙的

20年代还小。1982年花园口出现了 $15300\text{m}^3/\text{s}$ 的洪水,是1958年以来的第二大洪峰,此外,1981年、1983年均发生大于 $8000\text{m}^3/\text{s}$ 的洪水,中水流量时期较长,该时期为丰水少沙系列,水沙条件较为有利。

3.3.1 主槽宽度的调整特点

花园口到高村河段,1973年11月至1980年10月,由于小水小沙的不利水沙条件,主槽河宽有所减小。河段平均主槽河宽由1973年的1169m减小到1980年的943m,禅房断面由1973年的1635m减小到1980年的1446m,花园口和河道断面分别减少了311m和379m。1980年11月到1985年10月,这一时期天然来水较丰来沙较少,主河槽发生冲刷,河段平均主槽河宽增加,其中1983年出现最大值为1422m。柳园口断面1985年比1980年展宽了484m,河道断面1984年比1980年展宽了564m(具体见图3-12),马寨和杨小寨等断面主槽河宽均有所增加。

高村到艾山河段,1973年11月到1980年10月,虽然这一时期此河段淤积量达0.7亿t,但主槽淤积量只有0.13亿t,占全断面的18.6%,因此主槽河宽并没有减小,而有所增加。河段平均主槽河宽增加82m,双合岭河段主槽河宽增加了443m,彭楼断面主槽河宽增加了185m,杨集和龙湾断面主槽河宽分别增加了187m和161m。1980年11月到1985年10月主河槽冲刷0.14亿t,河段平均主槽河宽增大74m,双合岭断面主槽河宽增加195m,彭楼断面主槽河宽增加270m,此时期大部分断面主槽河宽有所增加,但也有个别断面减少。见图3-13。

艾山到利津河段,1973年到1985年河段平均主槽河宽变化不大,河段平均主槽河宽减小约20m左右。75%的断面主槽河宽有所减小,个别断面增大,整体变化幅度较小,其中沿河岸所建的险工对主槽河宽有一定的影响。如图3-14。

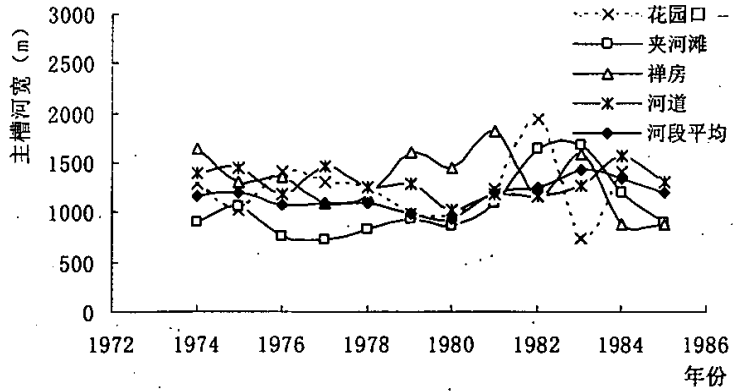


图 3-12 蓄清排浑期游荡河段主槽河宽变化图

Fig. 3-12 Width in braided channel between 1973 and 1985

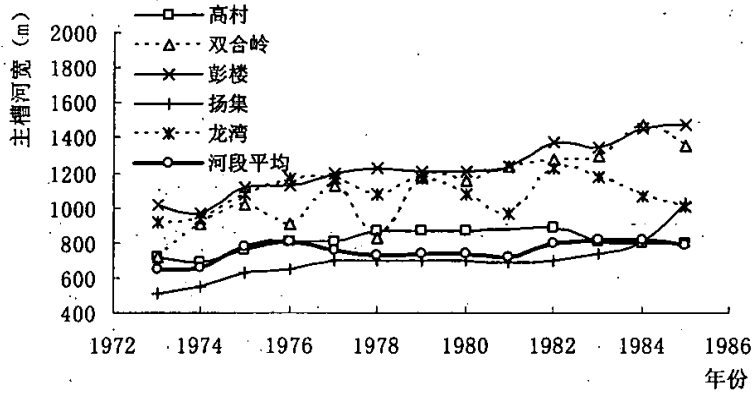


图 3-13 蓄清排浑期过渡河段主槽河宽变化图

Fig. 3-13 Width in transitional channel between 1973 and 1985

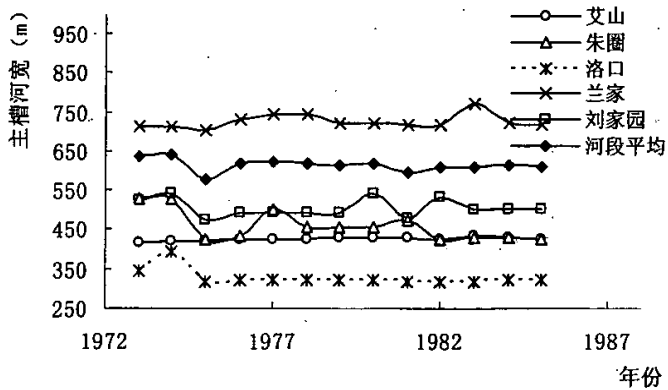


图 3-14 蓄清排浑期弯曲河段主槽河宽变化图

Fig. 3-14 Width in meandering channel between 1973 and 1985

3.3.2 主槽面积的调整特点

花园口到高村河段，1973年11月到1980年10月面积有减小的趋势，河段平均主槽面积减小了 643m^2 ，其中1975年和1976年水量较丰，主槽面积稍有增大，又由于1977年小水大沙年，1978年和1979年水量较小，但沙量不小，因此主槽面积开始逐渐减小，1980年达到本时段最小值，如图3-15所示。花园口断面变化幅度较大，但总的趋势仍是主槽发生萎缩，过水面积减少。1980年11月到1985年10月，水量较丰沙量较小，主槽、滩地均发生冲刷，主槽面积增大，河段平均主槽面积增大了 767m^2 。

高村到艾山河段，在1973年11月到1980年10月变化趋势比较明显，各断面变化也比较一致，如图3-16所示。1974年主槽过水面积开始增大，直到1976年出现最大值，随后又逐渐减小，1980年达到本时段最小值。1980年河段平均主槽河面积比1976年减小了 733m^2 。1981年到1985年为典型的平水少沙年，水沙条件较为有利，主槽发生冲刷，主槽面积逐渐增大，1985年达到最大值。艾山到利津河段的变化趋势与高村到艾山河段一致。如图3-17所示。

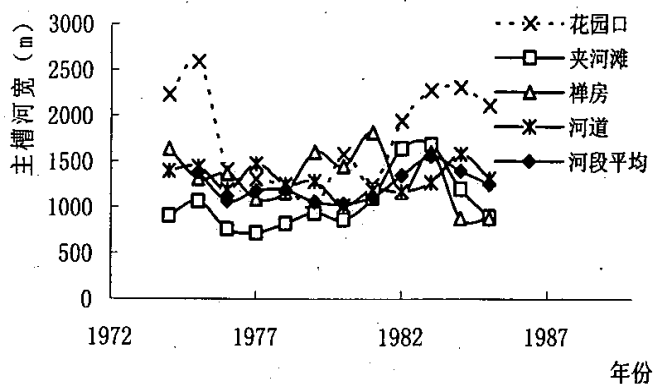


图 3-15 蓄清排浑期游荡河段主槽面积变化图
Fig. 3-15 Area in braided channel between 1973 and 1985

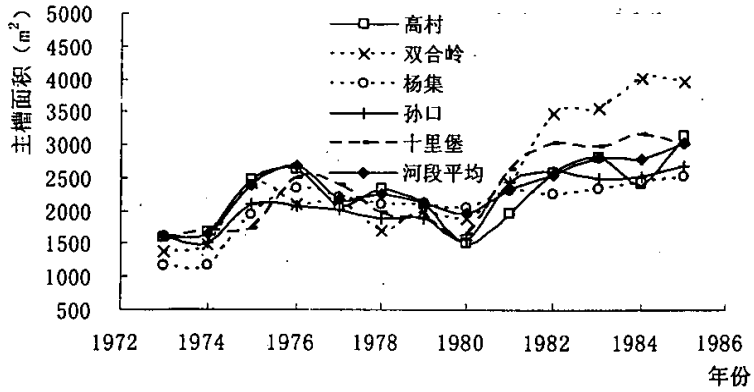


图 3-16 蓄清排浑期过渡河段主槽面积变化图

Fig. 3-16 Area in transitional channel between 1973 and 1985

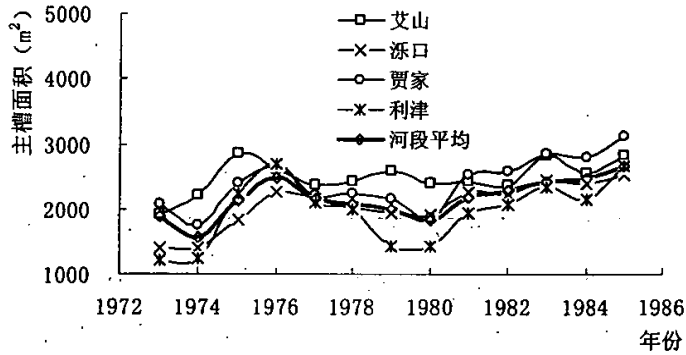


图 3-17 蓄清排浑期弯曲河段主槽面积变化图

Fig. 3-17 Area in meandering channel between 1973 and 1985

3.3.3 宽深比的调整特点

花园口到高村河段，1974 到 1980 年宽深比变化范围都在 20 到 50 之间，变化较剧烈。1981 到 1985 年，有利的水沙条件使得河宽增大，主槽宽深比有增大趋势。高村到艾山河段在 1974 到 1980 年宽深比变化不大，但 1981 到 1985 年宽深比持续减小，1985 年达到 1965 年以来最小值。艾山到利津河段，1974 到 1980 年宽深比不断增大，不利的水沙条件，使得主槽淤积，平均水深不断减小，宽深比不断增大。1981 到 1985 年主槽发生冲刷，平均水深增大，主槽河宽变幅较小，断面趋于更窄深方向发展，也在 1985 年达到 1965 年以来最小值。

3.4 1986 年以来横断面形态调整特点 (1986-2000)

1986 年以来, 受黄河流域气条件的变化, 以及流域社会经济发展所造成人类活动干预作用增强的影响, 黄河下游来水来沙条件发生了较大变化。80 年代后期以来, 黄河流域降雨偏少, 同时黄河沿程的引水量剧增, 造成下游连续十多年枯水系列。1986 到 1997 年下游年均来水量 288.1 亿 m^3 , 比长系列均值(1960 年到 1997 年)偏少约 27%。该系列水量普遍减少, 12 年各年水量都少于长系列均值, 1919 年以来水量最枯的前 10 年 (运用年) 中, 1986 年以后就有 7 年, 其中 1997 年水量仅 166.4 亿 m^3 。1997 年到 2004 年下游来水量较上一个时段 (1986 到 1997 年) 更少, 年均来水量 204.08 亿 m^3 , 2000 年和 2001 年水量仅 169.6 m^3 和 165.7 亿 m^3 。如图 3-18 所示。

1986 到 1997 年下游年均来沙 8 亿 t, 比长系列均值 (1960 年到 1997 年) 偏少约 25%, 11 年中 1986、1987、1991 和 1997 年沙量均小于 5 亿 t。但沙量并未稳定减少, 水量大的年份沙量仍较大, 如 1988 年、1992 年和 1994 年等。1997 年到 2004 年的沙量大大幅度减小, 年均沙量 2.14 亿 t。2000 年小浪底水库开始蓄水运用后, 沙量锐减, 均达不到本时段平均沙量。

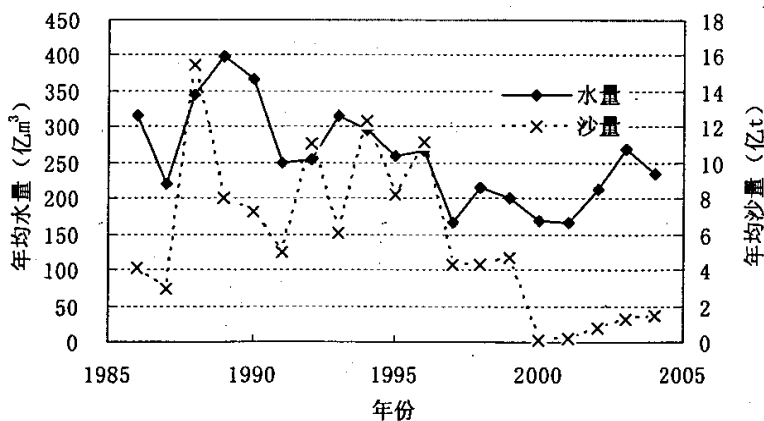


图 3-18 1986 年以来下游年均水沙量过程

Fig. 3-18 Total Water and sediement of Lower Yellow River after 1986

3.4.1 主槽宽度的调整特点

1986年以后,黄河下游大洪水出现机率减少,高含沙中常洪水出现机率增大。1988年、1992年和1994年花园口最大洪峰流量分别为7000、6260和6310 m^3/s ,三门峡洪峰期最大含沙量分别高达344、479和422 kg/m^3 。高含沙洪水频繁出现,致使游荡性河段严重淤积,淤积主要集中在中水河槽的嫩滩上,嫩滩的淤积使得深槽宽度明显缩窄,同时近年来水量较少也是主槽缩窄的原因之一。

花园口到高村河段,河段平均主槽河宽的变化基本上与年均来水量变化情况一致。如图3-19所示。本时段河段平均主槽河宽最大值出现在水量较丰的1989年,以后随着水量的减少,主槽河宽开始较小,1991年到1996年主槽河宽在840m~997m之间变动,1996年以后随着水量的进一步减小,主槽河宽继续减小,在686m~843m范围内变动。

高村到艾山河段,河段平均主槽河宽持续减小,2000年汛后主槽河宽比1986年汛后减少了247m。高村到孙口之间的断面,随水量的变化幅度较大,如图3-20所示,孙口至艾山之间的断面,变化幅度较小,基本上与河段平均河宽趋势一致,都呈减小的趋势。艾山到利津河段,河段平均主槽河宽在此时段减小了67m,64%断面都呈减小趋势,其它断面变化不大。

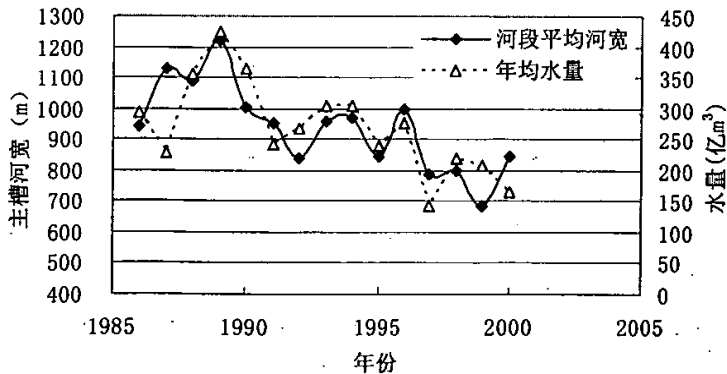


图 3-19 1986 年后游荡河段主槽河宽变化图
3-19 Width of braided channel after 1986

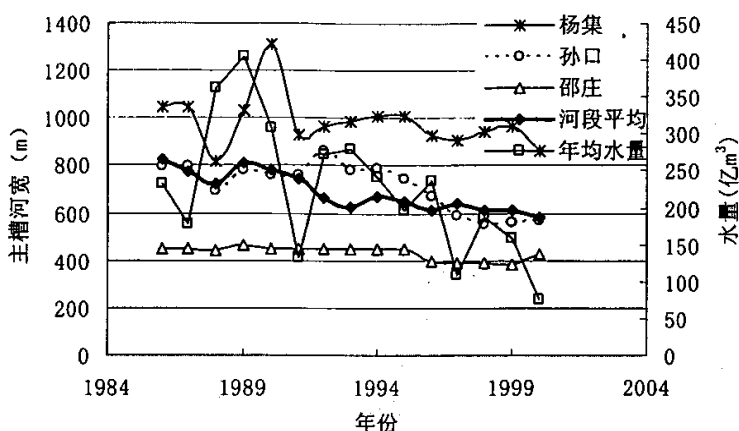


图 3-20 1986 年后过渡河段主槽河宽变化图
3-20 Width of transitional channel after 1986

3.4.2 主槽面积的调整特点

花园口到高村河段主槽面积在 1988 年达到本时段最大值, 如图 3-21 所示, 虽然水量在 1988 年并不是最大值, 但是 1988 年发生了洪峰较大的高含沙洪水, 致使游荡性河段严重淤积, 淤积主要集中在嫩滩上, 如图 3-22 所示的八堡断面。象黑石、禅房、杨小寨等大部分断面均在 1988 年主槽面积较大。1988 年以后主槽面积迅速减小, 1992 年和 1996 年又稍有增大, 但还是小于 1988 年。1997 年到 2000 年主槽面积继续减小, 达到时段最低。

高村到艾山河段, 河段平均主槽面积并不随当年来水量的波动变化, 而是呈线性减小, 如图 3-23 所示, 孙口、十里堡和黄庄等大部分断面也是如此。1988 年当沙量大部分都淤到高村以上河段时, 进入高村以下河段的沙量有所减小, 因此, 主槽面积的变化幅度不像高村以上河段幅度大, 但总体趋势都是减小。艾山到利津河段, 河段平均主槽面积的变化也是呈线性递减, 1996 年水量比 1995 年增大 52 亿 m^3 , 沙量减少了 1.2 亿 t, 水沙条件稍微有利, 因此 1996 年主槽面积有所增大, 如图 3-24 所示。

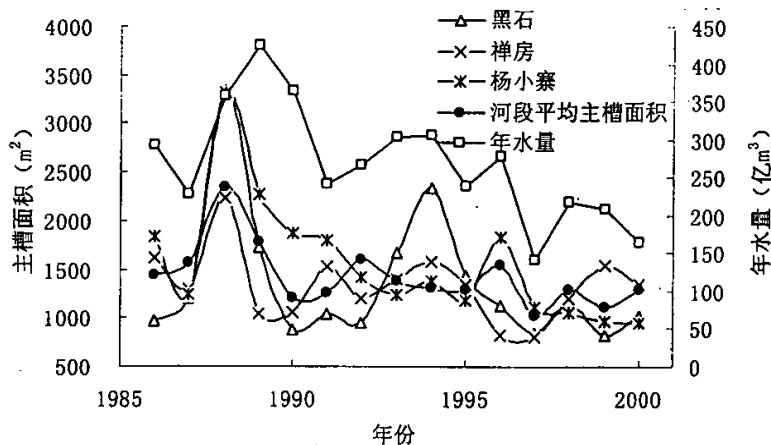


图 3-21 1986 年后游荡河段主槽面积变化图

Fig. 3-21 Area of braided channel after 1986

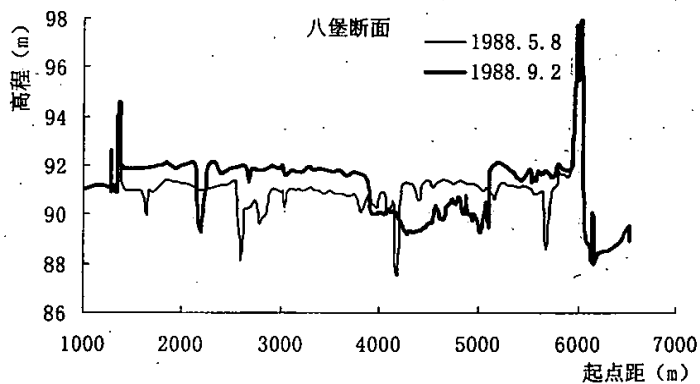


图 3-22 1988 年八堡断面主槽面积变化图

Fig. 3-22 Area change of Babao in 1988

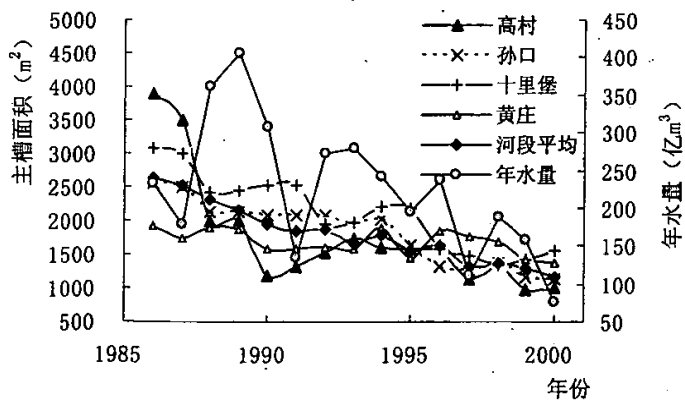


图 3-23 1986 年后过渡河段主槽面积变化图

Fig. 3-23 Area of transitional channel after 1986

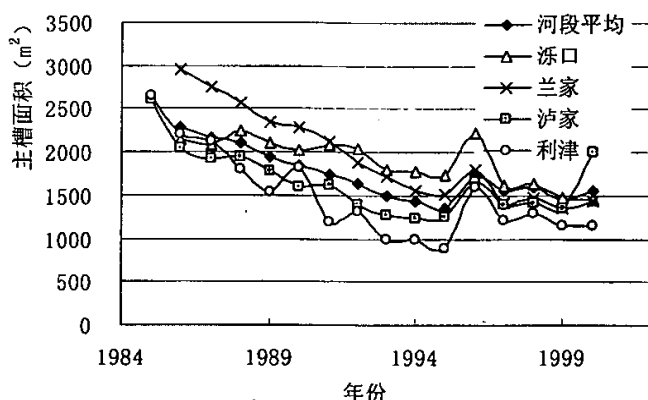


图 3-24 1986 年后弯曲河段主槽面积变化图

Fig. 3-24 Area of meandering channel after 1986

3.4.3 宽深比的调整特点

花园口到高村河段 1986 以来，宽深比的变化幅度较大，整体呈现稍微减小的趋势，2000 年整个河段的宽深比在 20 左右。高村到艾山河段，宽深比不断增大，1995 年到 2000 年基本上稳定在 10 左右，由于“96.8”大洪水，滩地淤积，主槽刷深，1996 年宽深比有所减小。艾山到利津河段宽深比不断增大，直到 1995 年宽深比达到本时段最大值，1996 年后急剧减小，后到 2000 年又开始逐渐增大，幅度较小，基本稳定在 7 左右。

3.3 本章小结

在三门峡水库的运用方式和天然来水来沙情况的影响下，按照河道冲淤情况可分为 5 个时期，先后次序为：蓄水拦沙期（1960 到 1964 年）、滞洪排沙期（1965 到 1973 年）和蓄清排浑期（1974 到 1980 年、1981 到 1985 年）、1986 年到 2000 年。

其中 1960 到 1964 年和 1981 到 1985 年，水沙条件有利河道均发生冲刷，1960 年到 1964 年主槽河宽和面积均有所增大，花园口到高村河段宽深比也逐渐增大。1981 到 1985 年下游来水偏丰，来沙偏少，主槽河宽和主槽面积均有所增大。花园口到高村河段宽深比逐渐增大，高村以下河段宽深比则逐渐减小，基本上在 1985 年达到该时段最小值，断面趋于窄深。

在滞洪排沙期（1965-1973 年）和蓄清排浑期（1974 到 1980 年），以及 1986 年以来明显的少水少沙期，下游河道以淤积为主。其中 1965 到 1973 年主槽河宽整体呈减小趋势，减小幅度不大，但面积减小幅度较大，因此主槽宽深比均增大，大部分断面在 1970 到 1971 年宽深比达到该时段最大值，其中花园口到高村游荡性河段增大幅度较大。1974 到 1980 年期间，花园口到高村河段主槽河宽减小，高村以下河段主槽河宽变化不大，而花园口到高村河段主槽面积减小，高村以下河段主槽面积则增大，因此，在此期间花园口到高村河段虽然宽深比有所波动但都保持在一个稳定范围内，高村到艾山河段变化不大，艾山到利津河段宽深比则有所增大。1986 年以后主槽河宽和面积均有所减小，花园口到高村河段宽深比有所减小，而高村以下河段宽深比则持续增大。

第四章 横断面形态调整试验研究

4.1 模型试验相似条件及布设

4.1.1 模型相似条件

为了使试验成果与天然河道具有一定的可比性,保持主要的物理量的相似性,李保如^[40]、屈梦浩^[41]及彭瑞善^[42]等学者对黄河动床模型相似律均进行过研究。以此为基础,80年代以来,黄河水利科学研究院又对黄河动床模型相似条件进行了更深入的探讨和研究^{[43][44]},根据以上成功经验,模型设计遵循如下相似条件:

水流重力相似条件

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda_H} \quad (4-1)$$

水流阻力相似

$$\lambda_n = \frac{\lambda_H^{2/3}}{\lambda_v} \lambda_j^{1/2} \quad (4-2)$$

水流运动相似

$$\lambda_{t_1} = \lambda_L / \lambda_v \quad (4-3)$$

泥沙起动及扬动相似

$$\lambda_{v_c} = \lambda_{v_f} = \lambda_v \quad (4-4)$$

悬移质悬移相似

$$\lambda_w = \lambda_v \left(\frac{\lambda_H}{\lambda_L} \right)^{0.75} \quad (4-5)$$

水流挟沙相似

$$\lambda_s = \lambda_{s_0} \quad (4-6)$$

河床冲淤变形相似

$$\lambda_{t_2} = \lambda_{\gamma_0} \lambda_L / (\lambda_{s_0} \lambda_{\gamma}) = \frac{\lambda_{\gamma_0}}{\lambda_s} \lambda_{t_1} \quad (4-7)$$

河型相似条件:

$$\left\{ \frac{[D_{50}H(\gamma_s - \gamma)/\gamma]^{1/3}}{iB^{2/3}} \right\}_p \approx \left\{ \frac{[D_{50}H(\gamma_s - \gamma)/\gamma]^{1/3}}{iB^{2/3}} \right\}_m \quad (4-8)$$

以上各式中 λ_v 为流速比尺; λ_L 及 λ_H 分别为模型的平面比尺和垂直比尺; λ_n 为糙率比尺; λ_j 为比降比尺; λ_{t_1} 及 λ_{t_2} 分别为水流运动时间比尺和河床冲淤变形时间比尺; λ_{v_c} 及 λ_{v_f} 分别为泥沙起动流速比尺和扬动流速比尺; λ_w 为悬沙沉速比尺; λ_s 及 λ_{s_0} 水流含沙量比尺及水流挟沙力比尺; λ_ρ 为泥沙干容重比尺; λ_{v_c} 为泥沙起动流速比尺; λ_D 为床沙粒径比尺。模型其它比尺见表 4-1。

4.1.2 模型布设

模型布置在平面尺寸 150m×15m, 边墙高 1m, 模型铺灰厚度均值 50cm。根据试验要求和现有场地条件, 最大限度地利用现有模型资源, 对现有模型场地进行规划, 拟分 3 个独立试验河段进行设计, 试验河段为直段, 宽度约 3m。三个河段的长度分别为 36m、38m 和 48m, 第一试验段进口为模型进口, 第二试验段水沙进口为第一试验段尾门出口, 第三段类同。三试验河段模拟河道比降分别为 2‰、1.5‰ 和 1‰。模型布置见图 4-1。

模型进口由第一段前池进入模型第一试验段, 该河段长 43.2km(模型长 36m)。该河段模拟黄河下游游荡性河段, 其河道比降为 2.0‰, 河槽变动幅度约为 3600m, 其初始河槽设计为约 1000m³/s 的小河槽, 其河宽河深度分别为 500m 和 1.5m(下同),

尾水以花园口水位流量关系控制。

水流自第一试验段出来进入第二段“前池”，此处设置量水导流槽，进入第二河段，该河段长度 45.6km（模型 38m），模拟过渡性河段，其河道比降为 1.5‰、尾水以高村站水位流量关系控制。

水流自第二试验段出来进入第三试验段“前池”，此处仍设置量水导流槽，该河段长 57.6km(模型长 48m)，模拟弯曲段性河段，其河道比降为 1.0‰、尾水以利津站水位流量关系控制。

表 4-1 模型主要比尺汇总表
Table. 4-1 Scale of physical model

比尺名称	比尺数值	计算依据	备注
水平比尺 λ_L	1200	根据场地需要	
垂直比尺 λ_H	70	根据试验需要	
流速比尺 λ_v	8.37	$\lambda_v = \sqrt{\lambda_H}$	
流量比尺 λ_Q	702794	$\lambda_Q = \lambda_v \lambda_H \lambda_L$	
比降比尺 λ_j	0.058	$\lambda_j = \frac{\lambda_H}{\lambda_L}$	
糙率比尺 λ_n	0.9	$\lambda_n = \frac{\lambda_H^{2/3}}{\lambda_v} \lambda_j^{1/2}$	阻力相似
悬移质悬移相似 λ_o	1.35	悬沙运动相似条件式	
比重差比尺 $\lambda_{\gamma_s-\gamma}$	1.50	模型沙为郑州热电厂粉煤灰	
泥沙粒径比尺 λ_d	0.9	$\lambda_d = \left(\frac{\lambda_o \lambda_v}{\lambda_{\gamma_s-\gamma}} \right)^{0.5}$	$\lambda_v = 0.9$
床沙粒径相似	2.7	$\lambda_D = \frac{\lambda_H^2}{\lambda_L \lambda_{\gamma_s-\gamma} \frac{\gamma}{\gamma}}$	河型相似
起动流速比尺 λ_{v_c}	8.37	满足 $\lambda_v = \sqrt{\lambda_H}$	
扬动流速比尺 λ_{v_f}	8.37	满足 $\lambda_v = \sqrt{\lambda_H}$	
含沙量比尺 λ_s	2	根据挟沙能力、参考以往模型试验及水槽试验	
水流运动时间 λ_{t_1}	140	水流运动时间相似	
河床变形时间比尺 λ_{t_2}	143	$\lambda_{t_2} = \frac{\lambda_o}{\lambda_s} \lambda_{t_1}$	$\lambda_{\gamma_o} = 2.06$

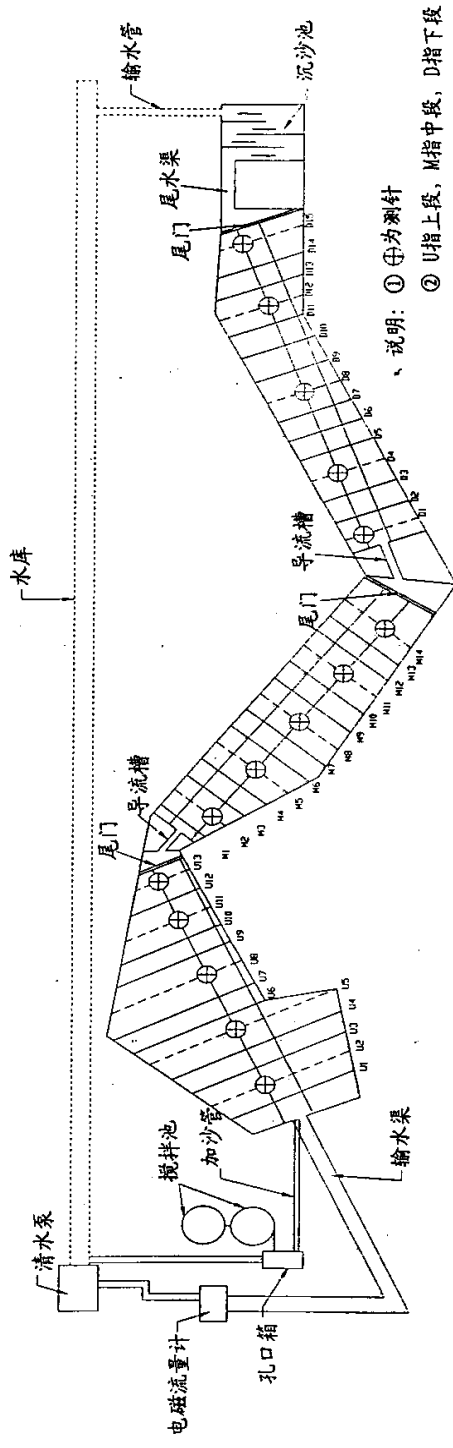


图 4-1 模型试验平面布置图
Fig. 4-1 Layout plan of physical experiment

4.2 模型试验组次及水沙条件

1986 年以来, 黄河下游河道横断面形态不断的发生着变化, 随着历年水沙量不断的减少, 断面形态也随之发生着萎缩。为了研究不同水沙情况下断面形态调整规律, 选择流量从 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 到 $5000\text{m}^3/\text{s}$, 来沙系数从 $0.016\text{kg}\cdot\text{s}/\text{m}^6$ 到 $0.067\text{kg}\cdot\text{s}/\text{m}^6$ 的 17 组水沙组合, 进行长期的造床试验。探求不同水沙条件下, 横断面形态调整相对平衡后, 横断面形态的变化规律。当河道的水面线和横断面形态调整基本平衡后, 停水测地形。每组试验都是在上组试验的地形条件下进行的。具体水沙组合情况见下表。所选用床沙的颗粒级配如图 4-2 所示, 从上段到下段床沙粒径依次变细。

表 4-2 试验组次及水沙条件表
Table 4-2 Combination of discharge and sediment concentration of physical model

组次	原型流量 (m^3/s)	原型含沙量(kg/m^3)	来沙系数 $\text{kg}\cdot\text{s}/\text{m}^6$	备注
1	1000	3.5	0.0035	
2	1000	7	0.007	
3	1000	1.5	0.0015	
4	2000	60	0.03	在前一组地形基础上
5	2000	100	0.2	
6	2000	32	0.016	
7	3000	100	0.033	在前一组地形基础上
8	3000	150	0.05	
9	3000	200	0.067	
10	4000	80	0.02	在前一组地形基础上
11	4000	160	0.04	
12	4000	200	0.05	
13	4000	260	0.065	
14	5000	100	0.02	在前一组地形基础上
15	5000	150	0.03	
16	5000	200	0.04	
17	5000	250	0.05	

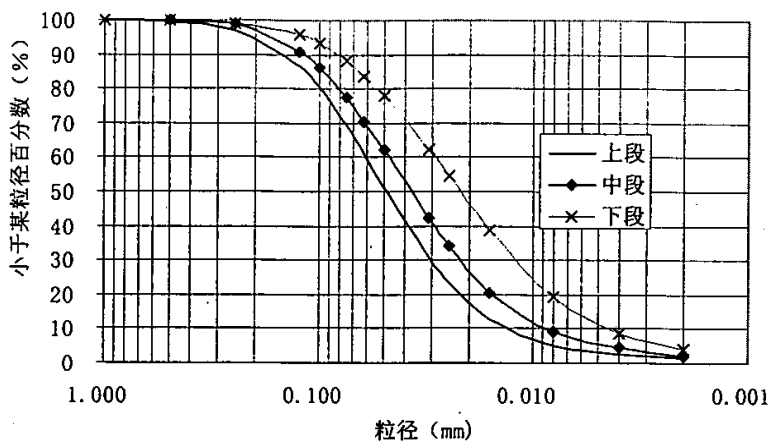


图 4-2 试验的河床质颗粒级配图

Fig. 4-2 The grain size distributeon curve of bed load

4.3 模型试验成果

4.3.1 断面形态相对平衡的判别标准

借鉴冲淤平衡时挟沙能力的定义，给相对平衡河宽下个定义（这里其实是相对平衡断面形态）。断面形态的调整是受流域综合因素影响的，像水流泥沙条件，河道边界条件等等，由于流域因素的改变，所以断面形态发生该变，而且横断面形态的调整力求使其适应来自上游的水量沙量，从而保持一定的相对平衡。这里假设水沙及边界条件条件保持不变，则断面形态经过一段时间的调整之后适应了来水来沙条件，河宽也会保持不变，主槽断面形态也会保持不变，此时的河宽称为相对平衡河宽。一定的水沙及边界条件对应一定的相对平衡河宽，这个相对平衡河宽有可能在实际河流中存在时间很短，或者一直没达到相对平衡状态，但断面形态的调整会向着相对平衡的趋势发展。

来水来沙及河流的边界条件的改变，导致冲积性河流的河道横断面形态发生变化；而河道的断面形态总是不断的调整自己，以适应来水来沙的变化，直至适应水沙条件，短暂的适应后，又因水沙和边界条件的改变又发生变化。无论断面形态如何变

化，它总是向着与水沙及边界条件相适应的相对平衡状态发展。

水位的变化反映了河床变形的调整。水位升高，说明了主槽淤积；水位下降，说明了主槽冲刷。进出口含沙量的变化反映了河段内的冲淤变化，若进出口含沙量相等则冲淤平衡，若进口含沙量大于出口含沙量则河段内发生淤积，若进口小于出口，则河段内发生冲刷。因此，本次试验河道达到相对平衡的判别条件是以水位沿程不发生变化，进出口含沙量基本一致来作为每一种水沙条件达到相对平衡标准的。每种水沙条件达到相对平衡的放水总时间约为 1400 小时(原型)。

本文中若未特殊注明，流量和含沙量均为原型数据。水位随时间的变化过程如下图 4-3 到图 4-14 所示。流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 时，含沙量分别为 $60\text{kg}/\text{m}^3$ 和 $100\text{kg}/\text{m}^3$ 时，水位开始逐渐抬高，当前的断面不能适应新的来水来沙（前期地形是流量为 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 下的主槽），产生淤积，后漫滩形成新的断面，当水位逐渐平稳时，说明新的断面形态已经适应了当前的水沙，因此达到了一个相对的平衡状态。当含沙量为 $32\text{kg}/\text{m}^3$ 时，上段和中段水位开始下降，直至最后稳定。从表 4-3 中可以看出，最后时刻的进出口含沙量差值相对较小，从进出口差值来看，可以说河段基本上达到冲淤平衡。

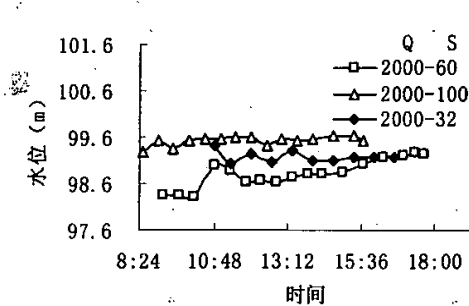


图 4-3 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}$ 测针水位变化图

Fig. 4-3 Changes of water level of No.3 gauging needle when discharge is $2000\text{m}^3/\text{s}$

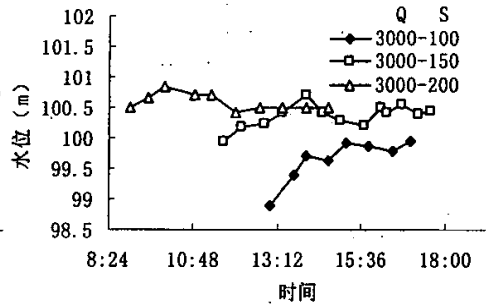


图 4-4 $Q=3000\text{m}^3/\text{s}$ 测针水位变化图

Fig. 4-4 Changes of water level of No.3 gauging needle when discharge is $3000\text{m}^3/\text{s}$

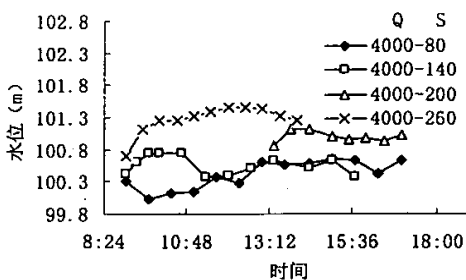


图 4-5 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}$ #测针水位变化图

Fig. 4-5 Changes of water level of No.3 gauging needle when discharge is $4000\text{m}^3/\text{s}$

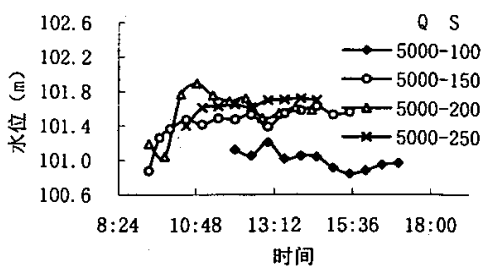


图 4-6 $Q=5000\text{m}^3/\text{s}$ #测针水位变化图

Fig. 4-6 Changes of water level of No.3 gauging needle when discharge is $5000\text{m}^3/\text{s}$

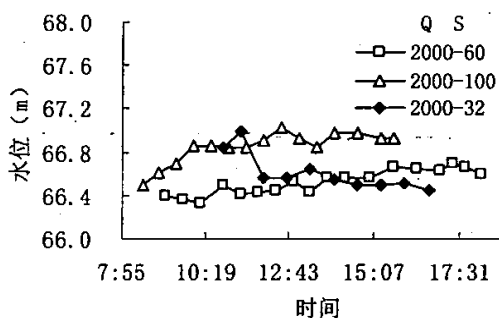


图 4-7 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}$ #测针水位变化图

Fig. 4-7 Changes of water level of No.8 gauging needle when discharge is $2000\text{m}^3/\text{s}$

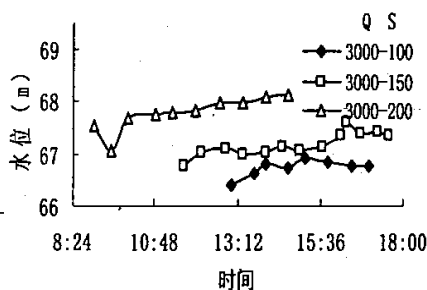


图 4-8 $Q=3000\text{m}^3/\text{s}$ #测针水位变化图

Fig. 4-8 Changes of water level of No.8 gauging needle when discharge is $3000\text{m}^3/\text{s}$

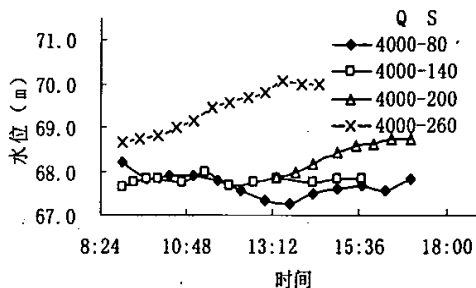


图 4-9 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}$ #测针水位变化图

Fig. 4-9 Changes of water level of No.8 gauging needle when discharge is $4000\text{m}^3/\text{s}$

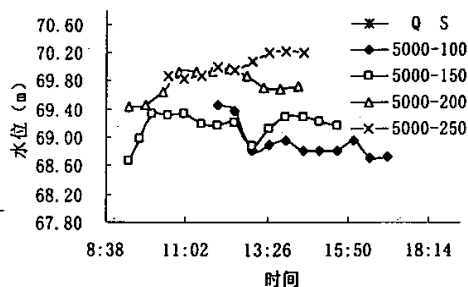


图 4-10 $Q=5000\text{m}^3/\text{s}$ #测针水位变化图

Fig. 4-10 Changes of water level of No.8 gauging needle when discharge is $5000\text{m}^3/\text{s}$

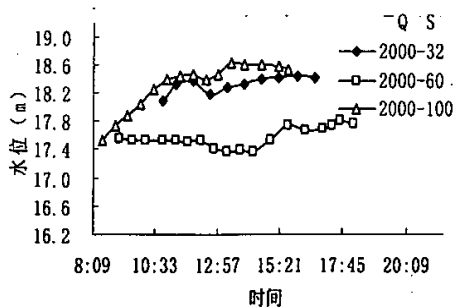


图 4-11 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}$ 13#测针水位变化图
Fig. 4-11 Changes of water level of No.13 gauging needle when discharge is $2000\text{m}^3/\text{s}$

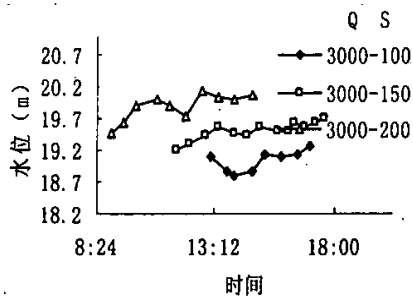


图 4-12 $Q=3000\text{m}^3/\text{s}$ 13#测针水位变化图
Fig. 4-12 Changes of water level of No.13 gauging needle when discharge is $3000\text{m}^3/\text{s}$

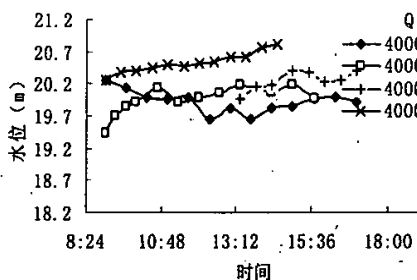


图 4-13 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}$ 13#测针水位变化图
Fig. 4-13 Changes of water level of No.13 gauging needle when discharge is $4000\text{m}^3/\text{s}$

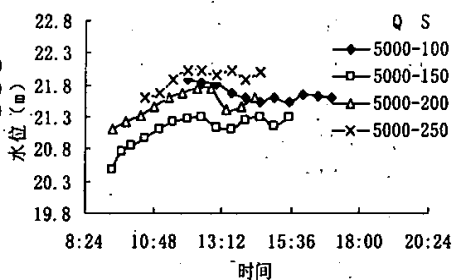


图 4-14 $Q=5000\text{m}^3/\text{s}$ 13#测针水位变化图
Fig. 4-14 Changes of water level of No.13 gauging needle when discharge is $5000\text{m}^3/\text{s}$

表 4-3 各组试验最终平衡后进出口含沙量表

Table 4-3 In and out sediment concentration in equilibrium condition

组次	原型设计流量	原型设计含沙量	上段含沙量		中段含沙量		下段含沙量		上段	中段	下段
			进口	出口	进口	出口	进口	出口	进出口含沙量差值		
1	1000	3.5	5.7	5.3	3.4	4.5	2.9	3.7	0	1	1
2	1000	7.0	6.6	5.6	4.1	4.8	4.0	3.7	-1	1	0
3	1000	1.5	2.1	1.9	1.3	1.6	0.9	1.4	0	0	1
4	2000	60	32	39	34	39	34	33	7	4	-1
5	2000	100	49	47	47	47	47	49	-2	0	2
6	2000	32	16	17	15	16	16	18	1	1	2
7	3000	100	49	54	50	51	52	46	5	1	-6
8	3000	150	75	75	71	69	42	45	0	-2	4
9	3000	200	98	90	98	95	90	94	-8	-3	5
10	4000	80	36	36	35	40	40	41	0	5	1
11	4000	140	76	70	67	72	70	76	-6	5	6
12	4000	200	101	91	84	81	69	61	-10	-4	-8
13	4000	260	127	136	134	136	126	127	9	2	1
14	5000	100	51	56	58	56	54	57	5	-2	3
15	5000	150	77	90	87	88	86	89	13	1	3
16	5000	200	102	102	102	103	99	106	1	1	8
17	5000	250	128	124	121	131	129	129	-4	10	0

注：表中除流量的单位为 m^3/s 外，其他含沙量的单位均为 kg/m^3 。

4.3.2 河道横断面形态调整过程特点

4.3.2.1 短期内断面形态的调整趋势与前期地形条件有关

河道最主要的作用是排洪和输沙，为了适应来水来沙条件，河道会进行自我调整，直至适应新的水沙条件。在恒定的水沙条件下，主槽断面为了适应新的水沙条件会进行一段时间的调整，后维持一个相对稳定的断面形态。

当流量为 $1000m^3/s$ 时，含沙量为 $3.5kg/m^3$ 时，如图 4-15，上段 8 断面经过调整之后基本保持一个稳定的断面形态。因为含沙量较小，因此没有发生大量的冲淤演变。当第二组试验开始时（在第一组试验的地形基础上），流量不变仍为 $1000m^3/s$ ，含沙量增加到 $7kg/m^3$ ，这时上段 8 断面的变化如图 4-16 所示，在含沙量增加后，以前的断

面形态不适应 7kg/m^3 的含沙量，因此主槽发生落淤，淤积量较小，主槽整体平行抬高，后保持稳定的河宽和面积，这时河势较稳定，基本上为顺直河段。

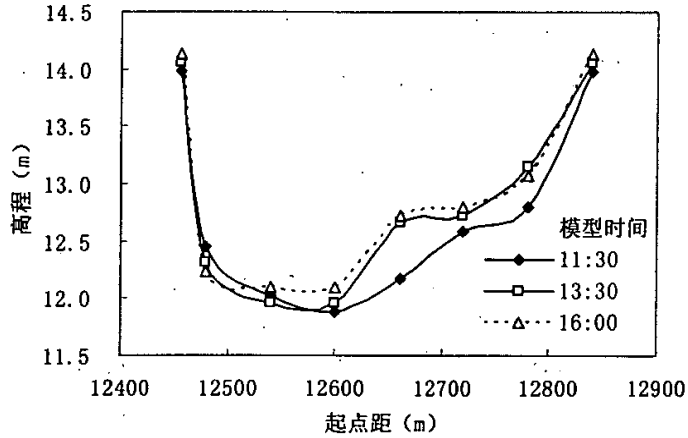


图 4-15 $Q=1000\text{m}^3/\text{s}, S=3.5\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 CS8 横断面变化

Fig. 4-15 Changes of No.8 cross section in upper reach when $Q=1000\text{m}^3/\text{s}, S=3.5\text{kg}/\text{m}^3$

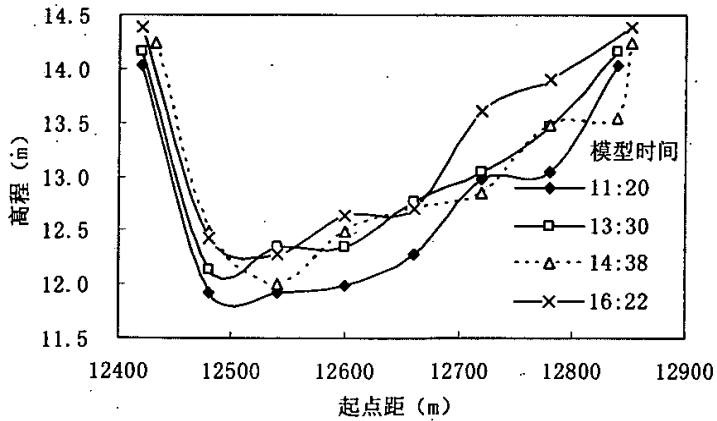


图 4-16 $Q=1000\text{m}^3/\text{s}, S=7\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 CS8 横断面变化

Fig. 4-16 Changes of No.8 cross section in middle reach when $Q=1000\text{m}^3/\text{s}, S=7\text{kg}/\text{m}^3$

当流量增大到 $2000\text{m}^3/\text{s}$ ，含沙量为 $60\text{kg}/\text{m}^3$ 时(第 4 组试验)，以前流量为 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 所形成的断面没有足够的排洪能力，发生漫滩，如图 4-17 所示。发生漫滩后，滩唇抬高，形成新的断面形态以适应新的水沙条件，后达到稳定状态。这时的主槽河宽和主槽面积均有所增大。主槽面积和主槽河宽的变化如图 4-18 所示。

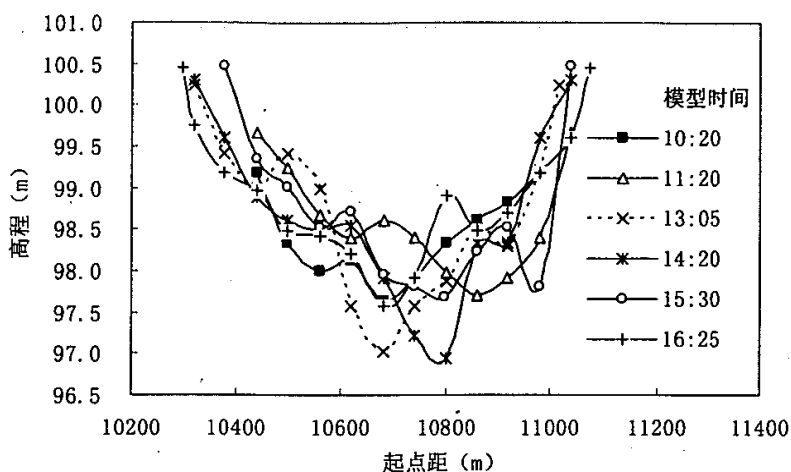


图 4-17 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=60\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 CS5 横断面变化

Fig. 4-17 Changes of No.5 cross section in upper reach when $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=60\text{kg}/\text{m}^3$

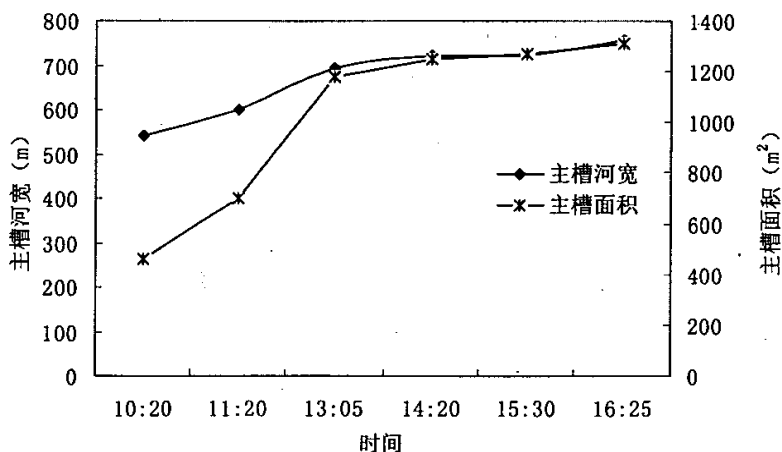


图 4-18 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=60\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 CS5 断面河宽和面积变化

Fig. 4-18 Changes of No.5 cross section in upper reach when $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=60\text{kg}/\text{m}^3$

当流量不变, 含沙量达到 $100\text{kg}/\text{m}^3$ 时(第五组试验), $50\text{kg}/\text{m}^3$ 所形成的河道不能输送 $100\text{kg}/\text{m}^3$ 的沙量, 主槽发生严重淤积, 淤积主要发生在河底, 也有少量的贴边淤积, 以至于河床平行抬升, 而后发生漫滩, 如图 4-19 所示, 泥沙在滩地淤积, 滩唇不断抬高。漫滩后主槽河宽和面积均有所减小, 例如图 4-20 所示, 下段 8 断面的主槽河宽从 660m 减小到 636m, 主槽面积由 1239m^2 减小到 1114m^2 。断面形态的调整

在前期较剧烈，后期基本保持不变。

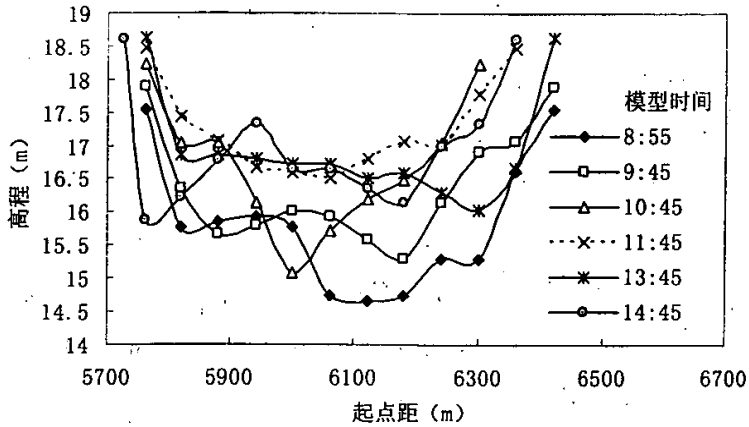


图 4-19 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=100\text{kg}/\text{m}^3$ 时下段 CS8 横断面变化

Fig. 4-19 Changes of No.8 cross section in lower reach when $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=60\text{kg}/\text{m}^3$

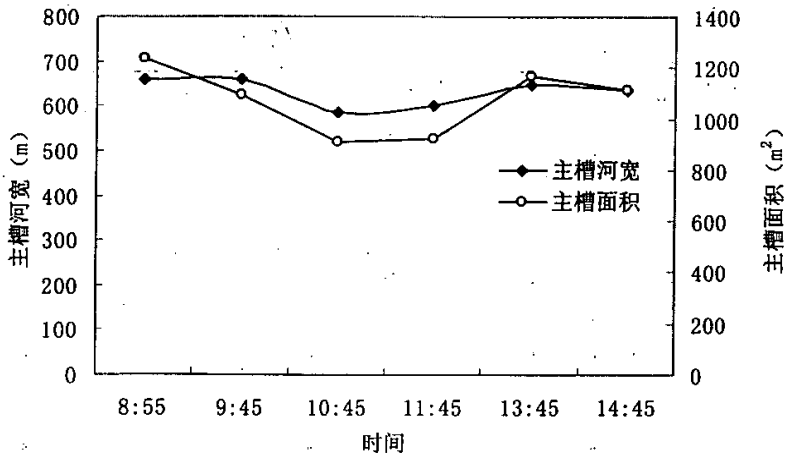


图 4-20 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=100\text{kg}/\text{m}^3$ 时下段 CS8 断面河宽和面积的变化

Fig. 4-20 Changes of width and area of No.8 cross section in lower reach when $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=60\text{kg}/\text{m}^3$

在第 13 组试验中的上段 11 断面，第 14 组试验的上段 8 断面，第 16 组试验的上段 5 断面和第 17 组试验的上段 8 断面调整过程中，很明显的可以看出，前期的地形条件对于断面形态调整趋势的影响。如图 4-21、图 4-23 和图 4-24 所示，因为在同流量情况下，加大了含沙量，因此前期的断面形态已不适应目前的较大的含沙量。为了输送较大的沙量，断面形态趋于向窄深方向发展，以提高流速，达到增大挟沙能力的

目的。第 13 组试验的上段 11 断面宽深比从 9.02 减小到 6.44；第 16 组试验的上段 5 断面的宽深比从 10.36 减小到 4.87；第 17 组试验的上段 8 断面的宽深比从 7.75 减小到 4.65。当然当流量增大，含沙量较小时，断面也有向宽浅方向发展的趋势，如图 4-22 所示，第 14 组试验的上段 8 断面，其前期地形条件为流量为 $4000\text{m}^3/\text{s}$ ，含沙量为 $260\text{kg}/\text{m}^3$ 的水沙搭配（第 13 组试验），来沙系数较大，所以当流量增大为 $5000\text{m}^3/\text{s}$ ，而含沙量为 $100\text{kg}/\text{m}^3$ 时，来沙系数较小，水流的动力条件增大，对于河岸的破坏作用增强，此时的水沙条件应对应较大尺寸的断面形态，因此主槽展宽，断面向宽浅方向发展，河宽和面积均有所增大。主槽河宽从 480m 增大到 636m，主槽面积从 2050m^2 增大到 2528m^2 ，宽深比从 5.14 增大到 6.35。

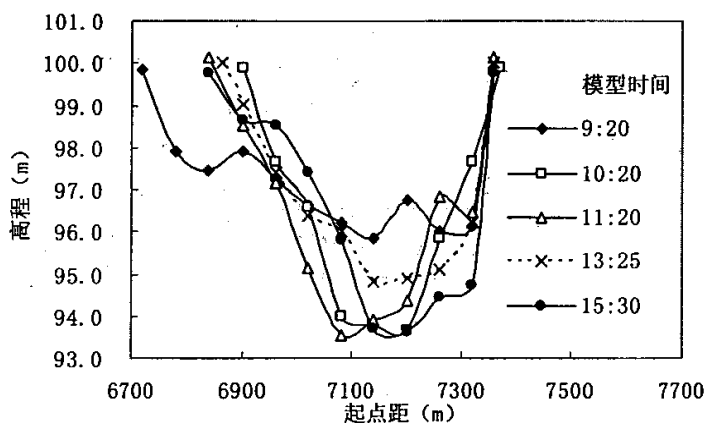


图 4-21 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=260\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 CS11 横断面的变化

Fig. 4-21 Changes of No.11 cross section in upper reach
when $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=260\text{kg}/\text{m}^3$

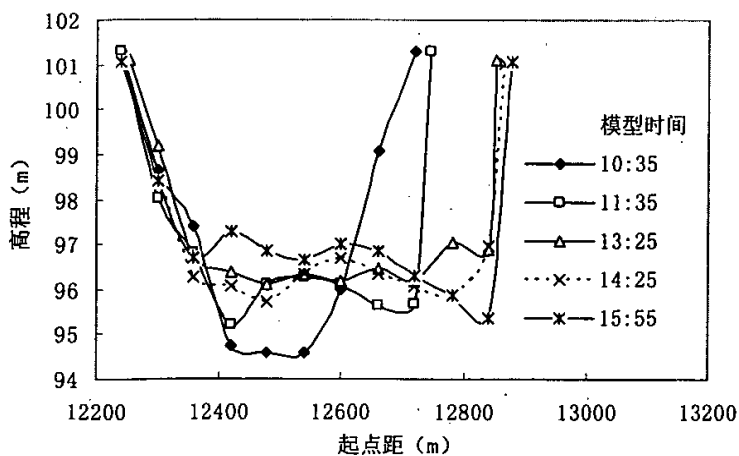


图 4-22 $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=100\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 CS8 横断面的变化
 Fig. 4-22 Changes of No.8 cross section in upper reach
 when $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=100\text{kg}/\text{m}^3$

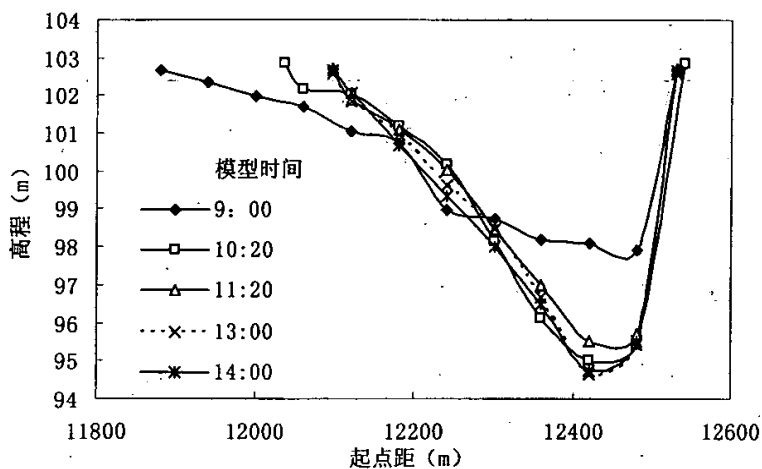


图 4-23 $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=200\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 CS5 横断面的变化
 Fig. 4-23 Changes of No.5 cross section in upper reach
 when $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=200\text{kg}/\text{m}^3$

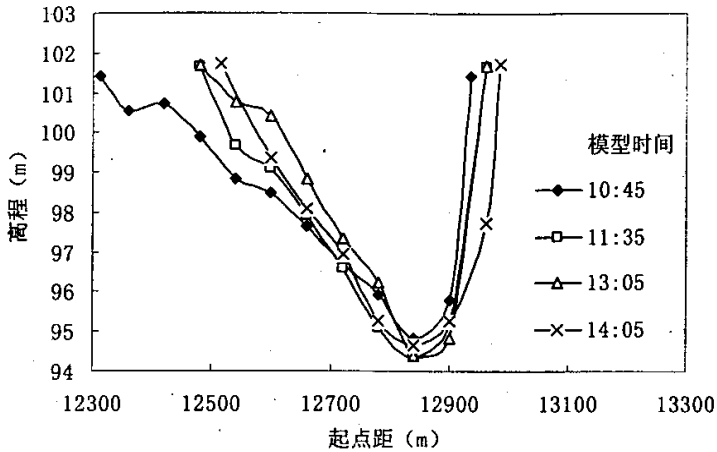


图 4-24 $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=250\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 CS8 横断面的变化
 Fig. 4-24 Changes of No.8 cross section in upper reach
 when $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=250\text{kg}/\text{m}^3$

总之，断面形态的调整是和水沙条件密切相关的，一定的水沙条件会对应一定的断面形态。当在恒定的水沙条件下，经过长时间的调整会对应一个相对稳定的断面形态。在短时间的调整过程中，断面形态的调整趋势和前期地形条件有关，当含沙量增加时，断面趋向窄深方向发展；当流量增大，含沙量较小时，断面趋于向宽浅方向发展。

4.3.2.2 河道横断面形态调整过程中“定宽动槽”的特点

横断面形态和平面形态的调整是同时的，当含沙量较大时，泥沙堆积，使得洪水发生漫滩，河势在平面上发生摆动。在流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ ，含沙量增大到 $100\text{kg}/\text{m}^3$ 时（第五组试验），上段河势发生摆动，如图 4-25 所示，在上段 11 断面，河道向左岸摆动。在河势摆动的过程中横断面形态的变化如图 4-26 所示，由图可见，虽然河势在不断的摆动，但是主槽河宽和主槽面积在新的水沙条件下，主槽河宽和面积逐渐减小，经过开始一段时间的调整后一直保持一个相对稳定的断面形态。

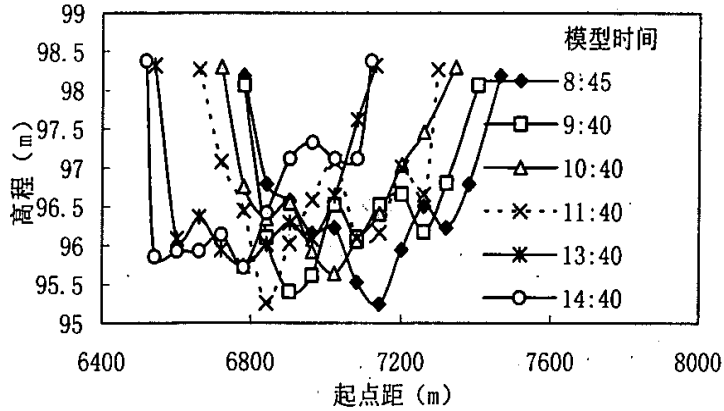


图 4-25 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=100\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 cs11 横断面变化
 Fig. 4-25 Changes of No.11 cross section in upper reach when $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=100\text{kg}/\text{m}^3$

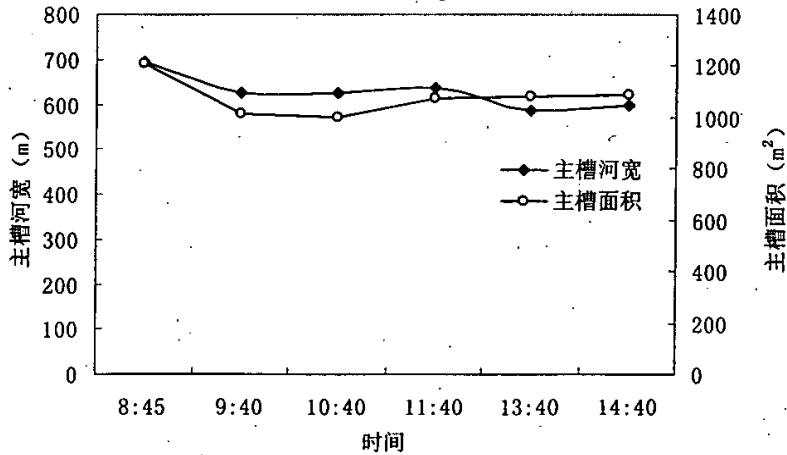


图 4-26 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=100\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 cs11 河宽和面积的变化
 Fig. 4-26 Changes of width and area of No.11 cross section in upper reach when $Q=2000\text{m}^3/\text{s}, S=100\text{kg}/\text{m}^3$

在第 10 组试验, 流量为 $4000\text{m}^3/\text{s}$, 含沙量为 $80\text{kg}/\text{m}^3$ 时, 下段 12 断面的主槽发生摆动, 如图 4-27 所示, 主槽向右岸摆动, 河势摆动的同时, 主槽河宽和主槽面积的变化如图 3-28 所示, 已渐渐趋于稳定, 而后保持一个相对稳定的断面形态。在第 11 组试验 (流量为 $4000\text{m}^3/\text{s}$, 含沙量为 $140\text{kg}/\text{m}^3$) 的下段 8 断面和第 16 组试验 (流量为 $5000\text{m}^3/\text{s}$, 含沙量为 $200\text{kg}/\text{m}^3$) 的上段 8 断面也存在这种情况, 如图 4-29 到图 4-33 所示, 主槽向右岸摆动的同时, 断面形态也在逐渐调整到相对平衡的状态, 即使主槽再摆动, 但断面形态的大小已经保持稳定了。

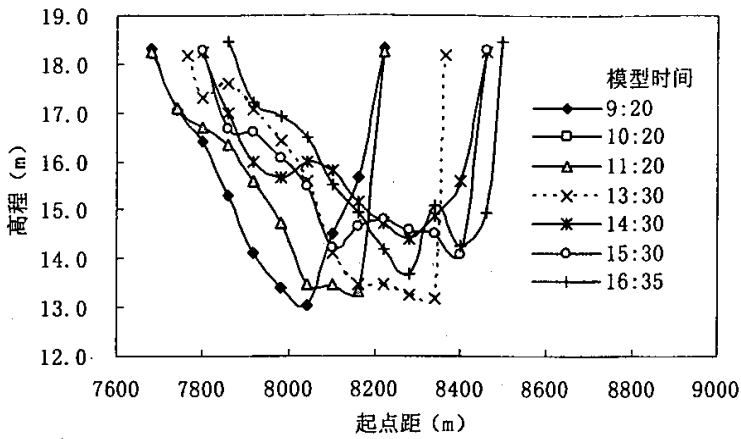


图 4-27 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=80\text{kg}/\text{m}^3$ 时下段 cs12 横断面的变化

Fig. 4-27 Changes of No.12 cross section in lower reach when $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=80\text{kg}/\text{m}^3$

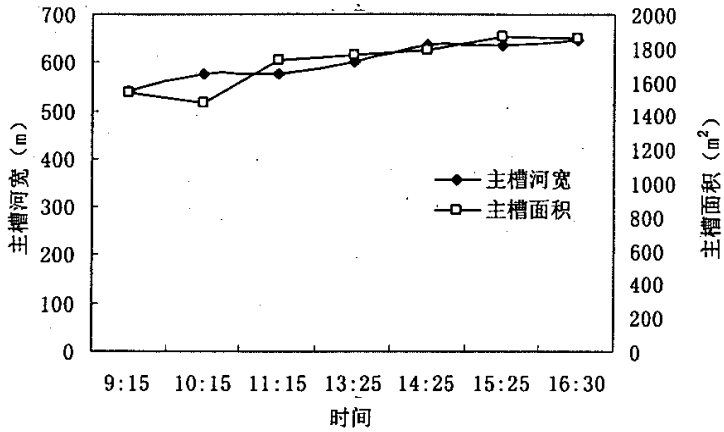


图 4-28 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=80\text{kg}/\text{m}^3$ 时下段 cs12 河宽和面积的变化

Fig. 4-28 Changes of width and area of No.12 cross section in lower reach when $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=80\text{kg}/\text{m}^3$

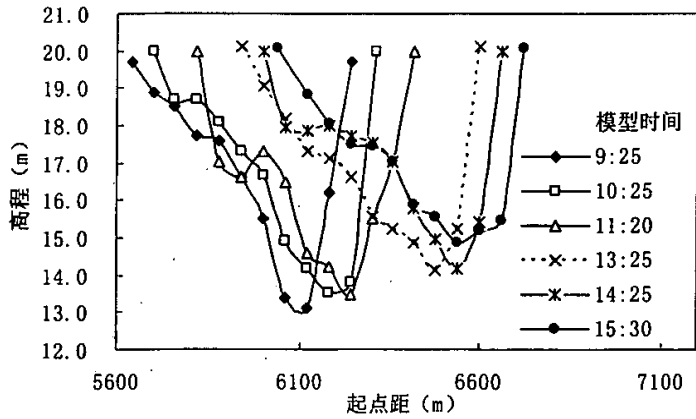


图 4-29 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=140\text{kg}/\text{m}^3$ 时下段 cs8 横断面的变化
 Fig. 4-29 Changes of No.8 cross section in lower reach
 when $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=140\text{kg}/\text{m}^3$

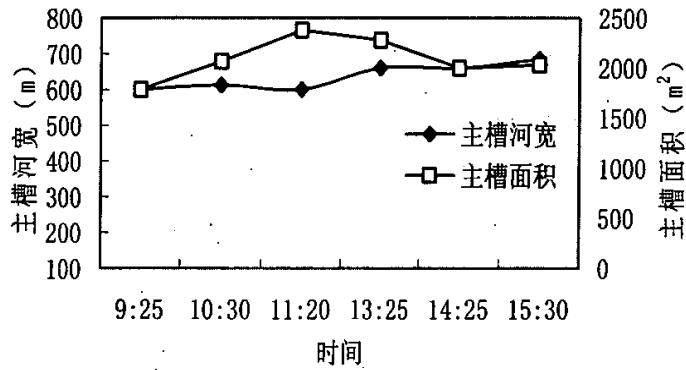


图 4-30 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=140\text{kg}/\text{m}^3$ 时下段 cs8 河宽和面积的变化
 Fig. 4-30 Changes of width and area of No.8 cross section
 in lower reach when $Q=4000\text{m}^3/\text{s}, S=140\text{kg}/\text{m}^3$

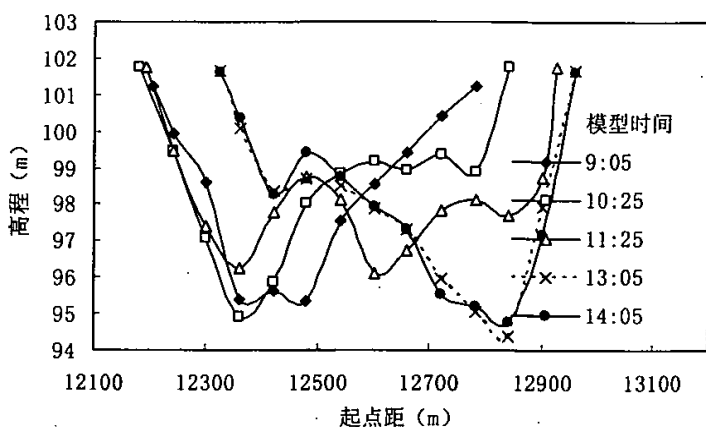


图 4-31 $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=200\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 cs8 横断面的变化

Fig. 4-31 Changes of No.8 cross section in upper reach when $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=200\text{kg}/\text{m}^3$

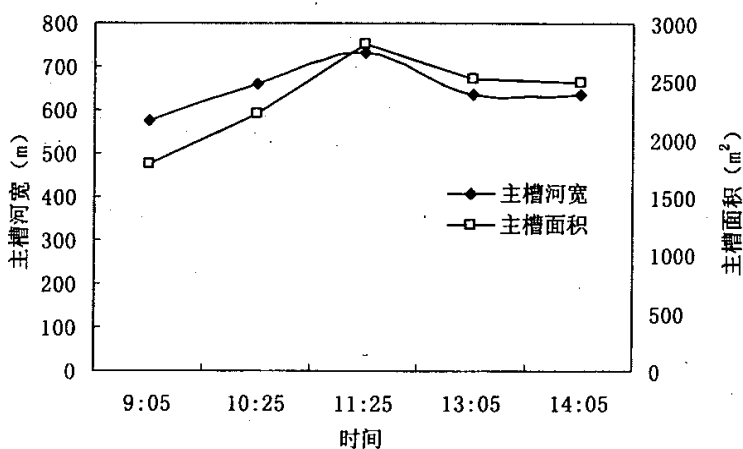


图 4-32 $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=200\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段 cs8 河宽和面积的变化

Fig. 4-32 Changes of width and area of No.8 cross section in upper reach when $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=200\text{kg}/\text{m}^3$

由此可见，在恒定的水沙及边界条件下，经过一段较长时间的调整，存在着一个稳定的相对平衡的断面形态，即使主槽在不断的摆动但相对稳定的断面形态还是存在的，即冲击性河流存在“定宽动槽”的现象。

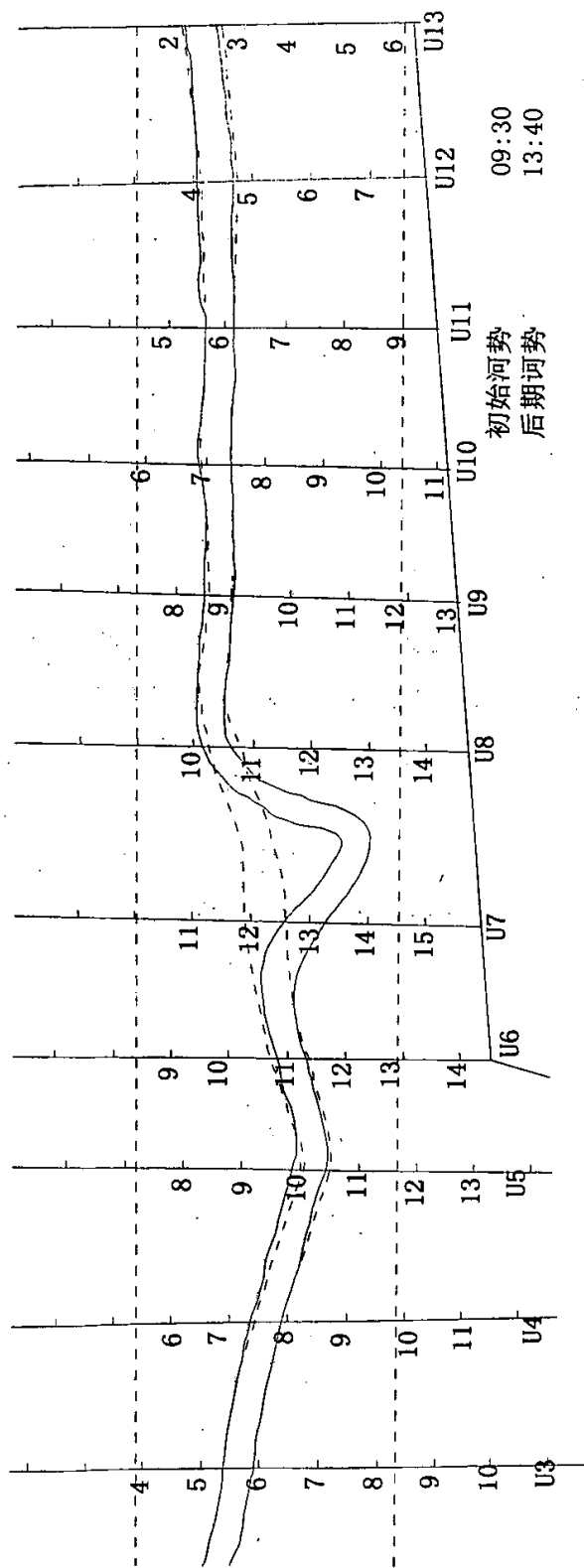


图 4-33 $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=200\text{kg}/\text{m}^3$ 时上段河势变化图
Fig. 4-33 Changes of river regime when $Q=5000\text{m}^3/\text{s}, S=200\text{kg}/\text{m}^3$

4.3.3 平均河底高程调整过程特点

图 4-34 是上段 7 断面河底平均高程的变化图，可以看出，从这次试验开始到结束，河底平均高程是呈增加的趋势，河道的调整是一个不断堆积的过程。但是仔细分析其变化过程，可以看出，平均河底高程的变化与水沙条件搭配和前期地形条件密切相关。如第 10 组试验的水沙条件是流量为 $4000\text{m}^3/\text{s}$ ，含沙量为 $80\text{kg}/\text{m}^3$ ，与其前一组试验相比，流量增大，含沙量减小，河道发生了冲刷，于是平均河底高程降低。第 14 组试验相同，相比较前一组试验都是来沙系数较小的水沙条件，此时的挟沙能力较大，因此平均河底高程发生降低。中段 8 断面和下段 8 断面均存在上述情况，而且其变化幅度较上段明显。如图 4-35 和图 4-36，第 6 组试验（流量为 $2000\text{m}^3/\text{s}$ ，含沙量为 $32\text{kg}/\text{m}^3$ ）、第 10 组试验（流量为 $4000\text{m}^3/\text{s}$ ，含沙量为 $80\text{kg}/\text{m}^3$ ）和第 14 组试验（流量为 $5000\text{m}^3/\text{s}$ ，含沙量为 $100\text{kg}/\text{m}^3$ ）的平均河底高程相比较前一组试验基本上都降低了。在同流量情况下，随着含沙量的增大，平均河底高程基本上是持续升高的。上段 8 断面从试验开始到结束，平均河底高程增加了 1.61m ，而中段 8 断面和下段 8 断面平均河底高程增加了 2.59m 和 3.32m ，可见中下段淤积抬高幅度较大。

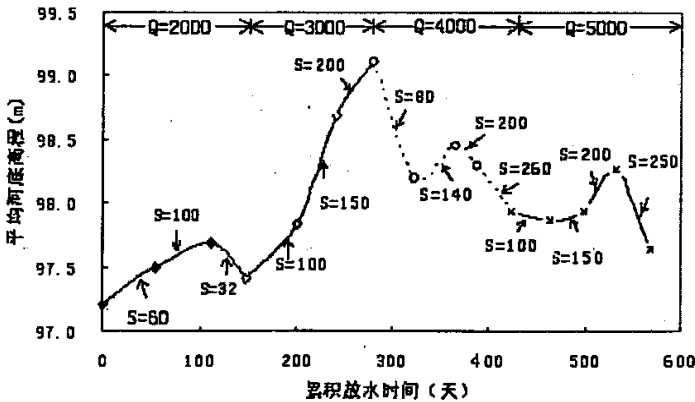


图 4-34 上段 8 断面河底平均高程变化

Fig. 4-34 Mean bed elevation of No.8 cross section in upper reach

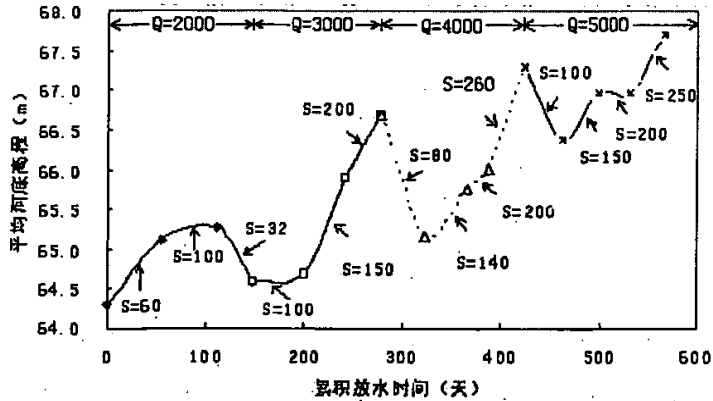


图 4-35 中段 8 断面河底平均高程变化

Fig. 4-35 Mean bed elevation of No.8 cross section in middle reach

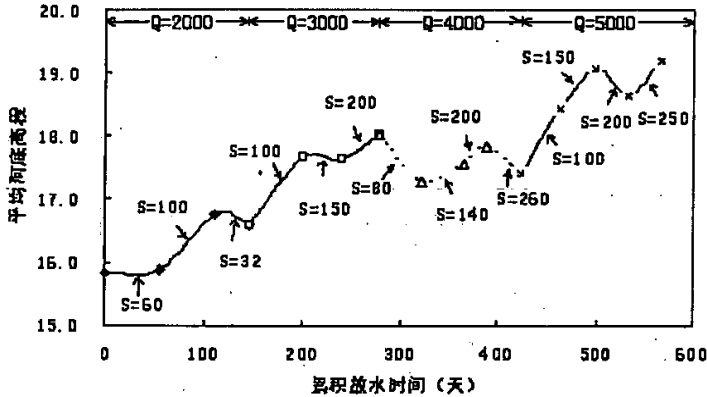


图 4-36 下段 8 断面河底平均高程变化

Fig. 4-36 Mean bed elevation of No.8 cross section in upper reach

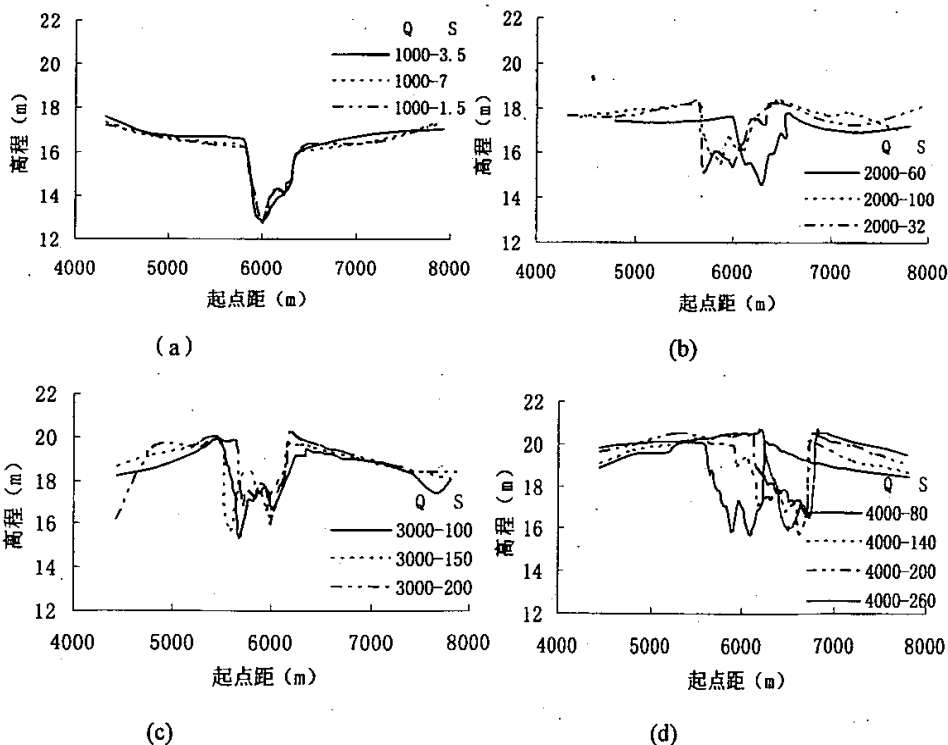
4.3.4 最终平衡条件下横断面形态与各因素的关系

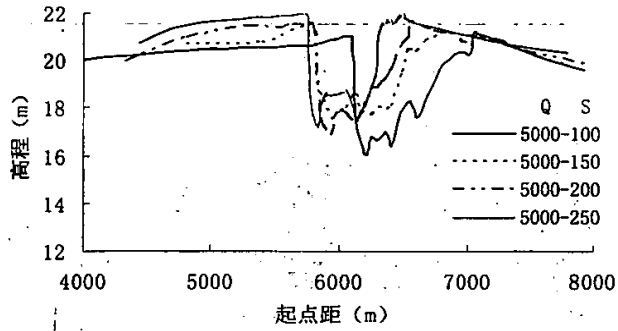
为了研究不同水沙条件下所对应平衡断面形态的调整规律，先选取了个别断面，在图 4-37 中分别给出了下段 CS8 断面在不同水沙组合情况下的剖面图。可以看到，当流量和含沙量发生变化时，主槽的底部、平面形态和断面形态亦随之发生变化。流量从 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 到 $5000\text{m}^3/\text{s}$ 时，主槽河宽不断增大，同时主槽也在平面内不断的摆动，平均河底高程不断抬高。在同一个流量级下，当含沙量增大时，主槽河宽减小，如图 4-37 (c) (d) (e) 所示，比较明显。

整个河段的情况更能说明断面形态调整的普遍的规律。因此，这里选取了含沙量

相近的约为 100kg/m^3 的不同流量的实验组次，建立了河段平均主槽河宽与流量的关系图。如图 4-38 所示，在同等含沙量条件下，主槽河宽随流量增大而增大。在同流量情况下，主槽河宽与含沙量关系如图 4-39 所示。这里仅选取了 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 和 $5000\text{m}^3/\text{s}$ 情况下，含沙量越大，主槽发生淤积，主槽河宽越小，断面形态会趋向于窄深方向发展。

从第一章的研究现状知，除了流量、含沙量以外，河段处于不同的比降情况，对于断面形态也有很大的影响。从试验过程中就可以看出，上段比降为 2‰ ，主槽宽浅易摆动，河势很不稳定，水流通过对一侧的冲刷及另一侧的淤积，使得主槽在平面上移动，是典型的游荡型河段。中段比降 1.5‰ ，主槽河宽较上段小，主槽摆动幅度也较上段弱，是过渡型河段。下段比降为 1‰ ，主槽相对较稳定，主槽较窄深，河宽最小。如图 4-40 到图 4-42 所示。





(e)

图 4-37 下段 cs8 断面剖面图

Fig. 4-37 N0.8 profile of lower reach

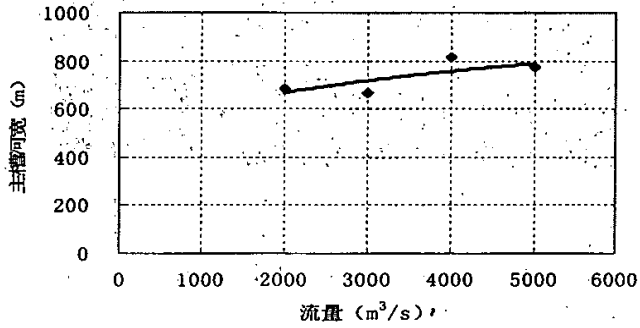
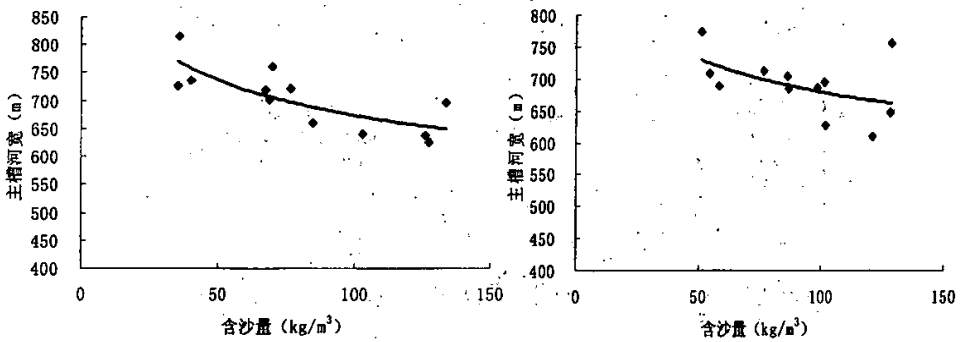


图 4-38 含沙量 100kg/m^3 时主槽河宽与流量间的关系

Fig. 4-38 Relationship between channel width and discharge when sediment concentration was 100kg/m^3



(a) $Q=4000\text{m}^3/\text{s}$

(b) $Q=5000\text{m}^3/\text{s}$

图 4-39 主槽河宽与含沙量关系图

Fig. 4-39 Relationship between Channel width and sediment concentration



图 4-40 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}$, $S=100\text{kg}/\text{m}^3$ 上段放水过程中图片
Fig. 4-40 Picture in experiment when discharge is $2000\text{m}^3/\text{s}$
and sediment concentration is $100\text{kg}/\text{m}^3$ in upper reach



图 4-41 $Q=4000\text{m}^3/\text{s}$, $S=80\text{kg}/\text{m}^3$ 中段放水过程中图片
Fig. 4-41 Picture in experiment when discharge is $4000\text{m}^3/\text{s}$
and sediment concentration is $80\text{kg}/\text{m}^3$ in middle reach

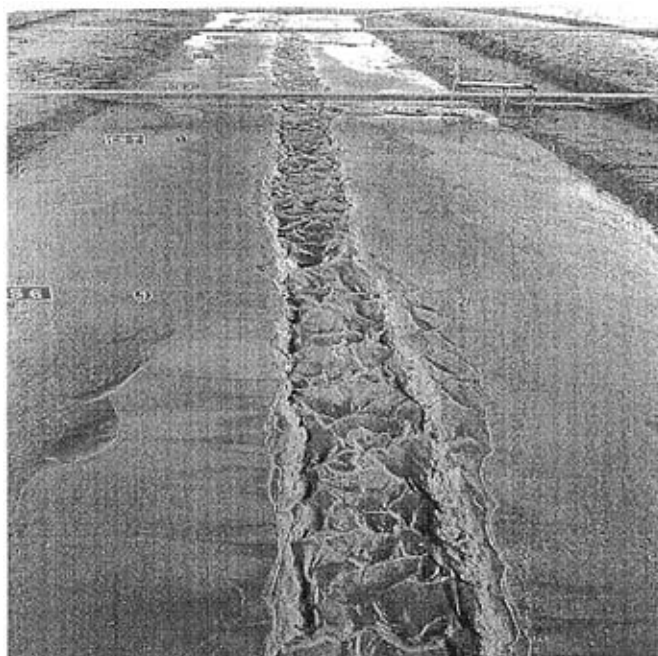


图-4-42 $Q=3000\text{m}^3/\text{s}$, $S=150\text{kg}/\text{m}^3$ 下段放水后地形——
Fig. 4-42 Picture after experiment when discharge is $3000\text{m}^3/\text{s}$
and sediment concentration is $150\text{ kg}/\text{m}^3$ in down reach

总结前面各因素对主槽河宽的影响，利用本次试验的 17 组资料，建立了主槽横断面形态相对稳定情况下的主槽河宽关系式：

$$B = 136.58Q^{0.298}S^{-0.16}J^{0.456} \quad (4-9)$$

式中 B 为平滩河宽， m ； Q 为平滩流量， m^3/s ； S 为含沙量， kg/m^3 ； J 为河段比降， $\%$ 。相关系数为 0.812，从公式 4-9 可以看出，主槽河宽与 Q 、 J 成正比，而且比降的影响大于平滩流量的影响。也就是说，在某种程度上，比降决定了流量和含沙量对主槽河宽的影响幅度。

利用 17 组试验，得出水深与各影响因素的多元回归关系式：

$$h = 0.081Q^{0.426}S^{-0.016}J^{-0.32} \quad (4-10)$$

符号同前述，相关系数 $r^2=0.9243$ 。可以看出水深关系式 (4-10) 中流量的指数比河宽关系式 (4-9) 中流量指数大，也就是说，水深的变化幅度大于河宽的变化幅度。从式 (4-10) 也可以看出，同样水沙条件下比降越大，水深越小；比降越小，水

深越大。其实测值与计算值的比较如图 4-45 所示。

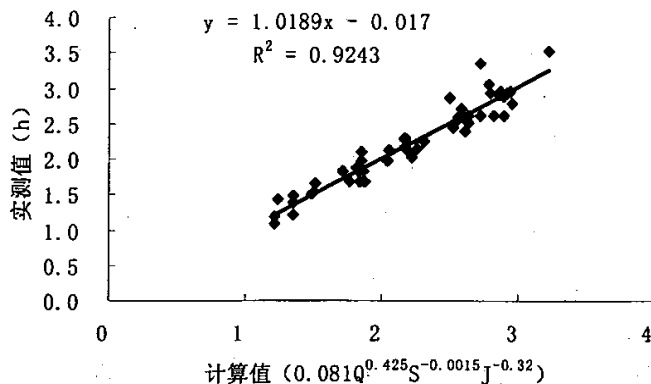


图 4-45 公式 (4-10) 中计算值与实测值比较关系图

Fig. 4-45 Comparison between calculate value and measured value in equation(4-10)

4.4 本章小结

来水来沙及河道的边界条件的改变，导致了冲积性河流河道横断面形态发生变化；而河道的断面形态总是在不断的调整，以适应来水来沙条件的变化，直至到适应为止，而短暂的适应后，又因水沙和边界条件的改变，河道又在发生新的变化。无论断面形态如何改变，它总是向着与水沙及边界条件相适应的相对平衡状态发展。本次在恒定水沙条件下，相对平衡的断面形态的研究可以得到以下结论：

(1) 主槽河宽随流量的增大而增大；在同流量情况下，随着含沙量增大，河宽又向窄身方向发展。这是因为以前的断面形态下的水流没有较大的挟沙能力来输送已经增大的含沙量，因此主槽发生淤积，直至水流发生漫滩，滩地发生大量淤积，滩唇抬高。漫滩后形成新的窄深的断面，流速增大，以适应目前的水沙条件。

(2) 短期内断面形态的调整和前期地形条件有关，若前期的是含沙量较小的水沙条件形成的断面，那么当含沙量增大时，断面形态易于向窄深方向发展；如果前期是含沙量较大的水沙条件形成的断面，那么当含沙量减小，流量增大时，段断面形态易于向宽浅方向发展。

(3) 河道断面形态调整过程中存在“定宽动槽”特点，即在恒定水沙条件下，横

断面的调整经过一段时间后已经保持在一个恒定的状态，即使主槽在来回摆动，但断面形态大小是固定的。

(4) 纵比降是影响断面形态主要的因素之一。比降越大，水动力条件越大，对河岸的破坏作用越强，主槽越容易摆动，断面越宽浅，宽深比越大。比降越小，主槽越稳定，宽深比越小。

(5) 提出了相对平衡河宽的概念，得到了在一定的水沙及边界条件作用下的相对平衡时的断面形态与各影响因素关系式（含沙量偏大情况下）：

$$B = 136.58Q^{0.298}S^{-0.16}J^{0.456}$$

$$h = 0.081Q^{0.426}S^{-0.016}J^{-0.32}$$

第五章 黄河下游河道横断面形态与各影响因素的关系

冲积性河流河道横断面形态的调整与流域来水来沙条件和河床边界条件具有较为密切的关系。众多的学者立足于不同的角度开展了大量的研究工作,积累了不少有价值的研究成果。但是,由于问题的复杂性,不同河流又各有其自身特点,关于各因子对横断面形态的定性影响认识上,还存在较大的分歧,如比降对于断面形态的影响。现以黄河下游原型观测资料为基础,对河道横断面的影响因素进行较为系统的分析。

5.1 水沙条件对河道横断面形态的影响

黄河下游冲积性河道横断面形态的调整随来水来沙条件的变化而不断进行调整,力求使河床的输水、输沙与来水来沙条件相适应。水沙条件对于河道横断面形态的影响,既取决于水沙总量,又与水沙过程也有密切的关系。

5.1.1 水量变化对河道横断面形态的影响

花园口~高村河段为游荡性河段,平均的主槽宽度变化情况是:在1960到1964年三门峡水库的蓄水拦沙期,随着水量的增大,主槽宽度相应增大,1980到1985年在天然来水较丰的情况下,河段平均主槽宽度也随之增大。如图5-1所示。1986年以后来水量减少,主槽宽度也发生了相应的减小,主槽宽度与年均水量的变化趋势基本一致。高村以下河段从长系列来看,水量的波动幅度较主槽宽度的波动大,即当年均水量有稍大幅度的变化时,主槽河宽的相应的变化较小,如图5-2和5-3所示。例如,艾山到利津河段,当年均水量从1982年的381亿 m^3 增大到1983年的538亿 m^3 时,河段平均主槽河宽几乎不变,仍然是610m。可见,游荡性河段水量的变化对主槽河宽的影响较大,过渡和弯曲河段水量的影响较游荡河段次之。这里主要是边界条件和弯曲河段治河工程的影响。主槽过水面积的变化随水量变化情况相同,如图5-4到图

5-6 所示。

由此可以得出，大水对应大的河道尺寸，大的主槽宽度，大的过水面积。虽然在短期内可能有大水对应小的断面尺寸，或是小水对应大的断面尺寸，那是因为在前一年或是某场洪水后所对应的断面形态是前几年或是更长水流作用的结果。

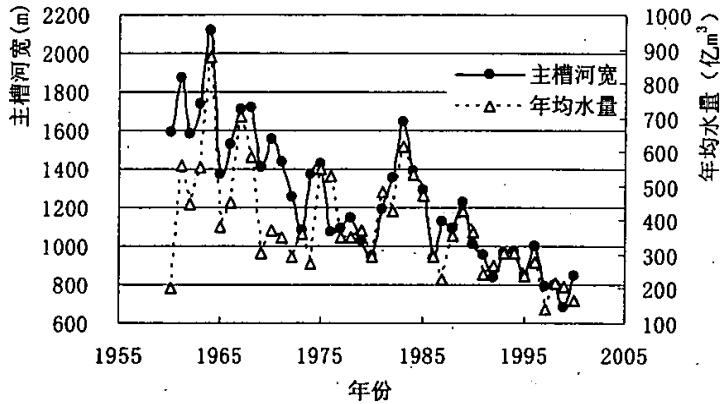


图 5-1 花园口到高村河段平均主槽河宽与水量变化图

Fig. 5-1 Changes of average width in braided channel and water

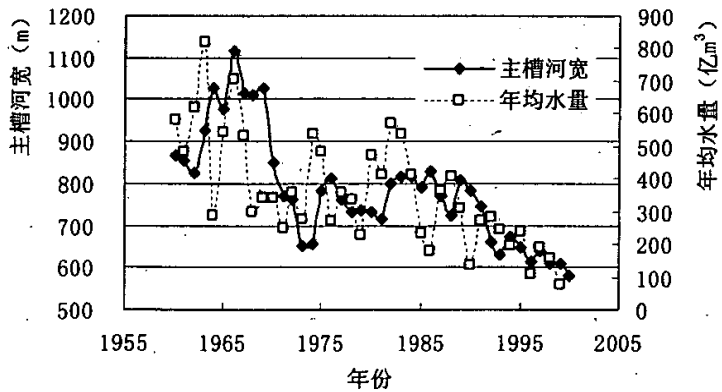


图 5-2 高村到艾山河段平均主槽河宽与水量变化图

Fig. 5-2 Changes of average width in transitional channel and water

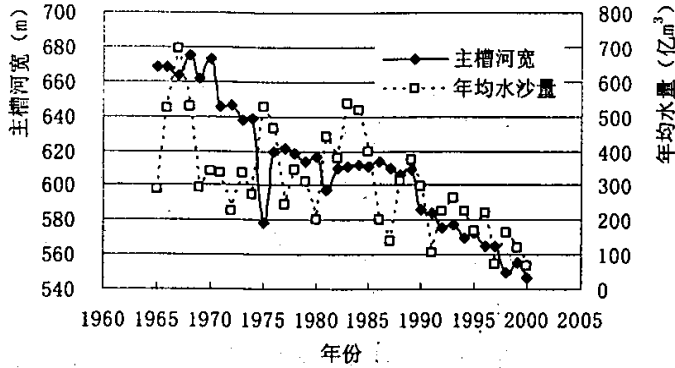


图 5-3 艾山到利津河段平均主槽河宽与水量变化图

Fig. 5-3 Changes of average width in meandering channel and water

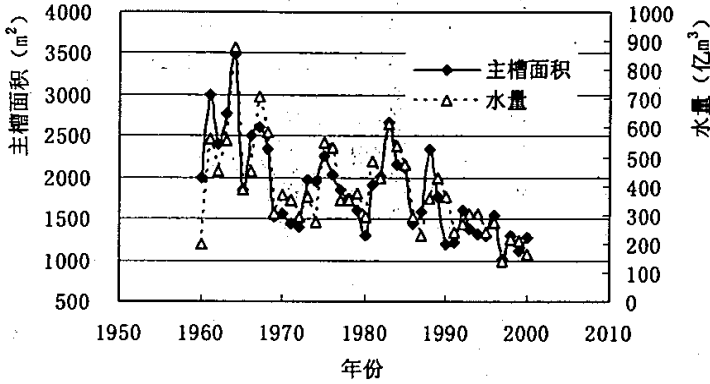


图 5-4 花园口到高村河段平均主槽面积与水量变化图

Fig. 5-4 Changes of average area in meandering channel and water

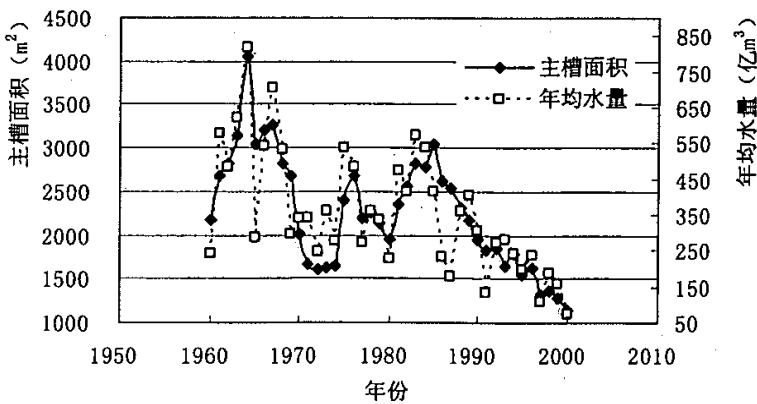


图 5-5 高村到艾山河段平均主槽面积与水量变化图

Fig. 5-5 Changes of average area in transitional channel and water

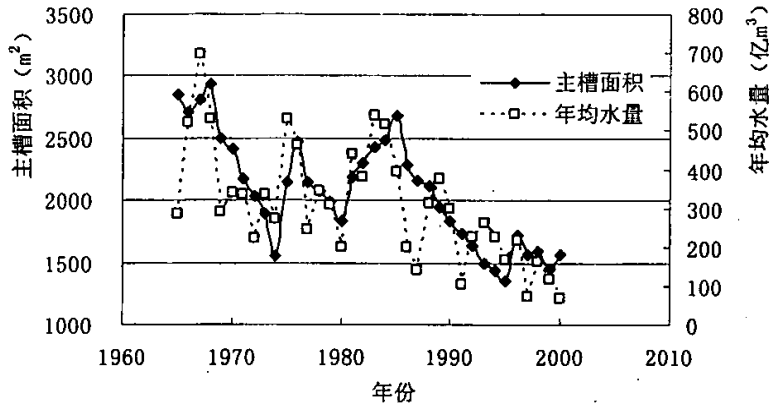


图 5-6 艾山到利津河段平均主槽面积与水量变化图

Fig. 5-6 Changes of average area in meandering channel and water

鉴于平原河流的冲淤变形，一般需要在一年或几个水文年内才能达到周期性的相对平衡，因此选用多年平均流量作为水动力因素的参数。即河道主槽横断面形态的调整是水流长期作用的结果，不仅与当年流量有关，同时与往年的流量也有关。经过对花园口到高村 18 个断面、35 年的长系列资料进行逐个计算，分析河段平均主槽河宽与多年平均流量资料（1 年、2 年、3 年和 4 年等），发现花园口到高村游荡性河段与 4 年平均流量关系密切、相关性较好。同时考虑当年流量和往年流量对主槽河宽的影响程度各不相同，于是又分析了 4 年各占不同权重的年均流量与主槽河宽的关系（当年占 50%，往年各占 20%，20%和 10%；或者 4 年各占 25%），发现花园口到高村游荡性河段平均主槽河宽与当年年均流量的 0.5 倍和往年年均流量共占 0.5 倍的加权平均流量关系较好，相关系数在 0.81 以上，但如果仅和当年的建立关系，相关系数只有 0.6，如图 5-7 所示。说明对当年主槽河宽的塑造起主要作用的是当年的流量，往年的起次要作用。

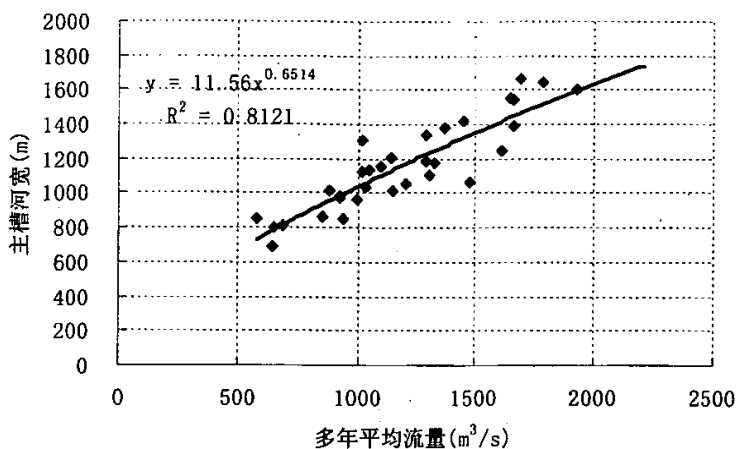


图 5-7 花园口到高村河段平均主槽河宽与 4 年滑动年均流量关系

Fig. 5-7 Relationship between average width of braided channel and four year's average discharge combination

选取了高村到艾山过渡性河段 22 个断面、40 年资料，进行了逐个统计计算，也分析了平均主槽河宽与多年年均流量的加权平均值的关系，发现高村到艾山河段平均主槽河宽与当年年均流量关系仅为 0.6，而与 4 年年均滑动流量相关性最好，相关系数为 0.75，如图 5-8 所示。这说明了对于过渡性河段，前期的水沙条件对于主槽河宽有一定的影响，主槽河宽的调整是一个长期的水流作用的结果。

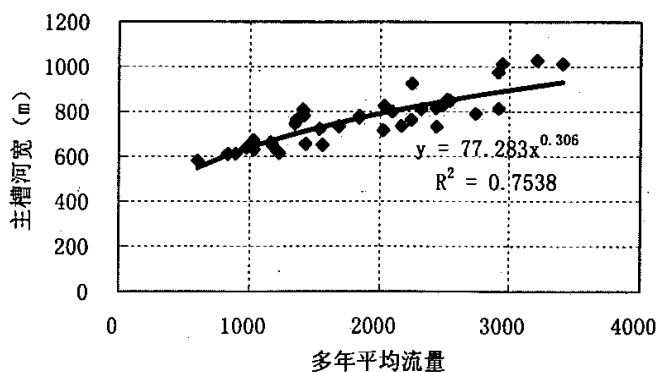


图 5-8 高村到艾山河段平均主槽河宽与 4 年平均流量关系

Fig. 5-8 Relationship between average width of transitional channel and four year's average discharge combination

同时也选取了艾山到利津河段 20 多个断面，35 年的资料，进行了逐个计算。同样发现主槽河宽与多年年均流量关系较好。如图 5-9 所示。

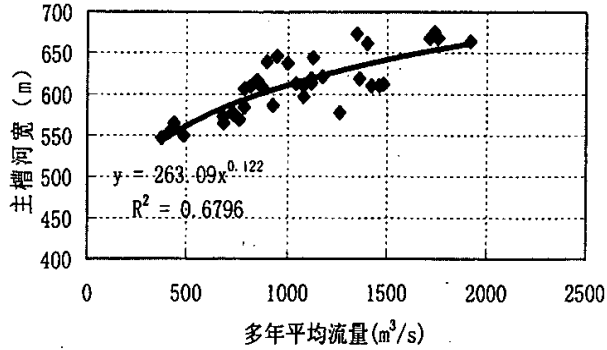


图 5-9 艾山到利津河段平均主槽河宽与 4 年平均流量关系

Fig. 5-9 Relationship between average width of meandering channel and four year's average discharge combination

主槽面积的变化，随着水流条件的改变是最为灵敏的，也是改变较快的。流量的大小，代表水流能量大小，是水的动力的条件。主槽面积随着流量的变化而变化，回顾第一章关于前人研究的总结，流量是影响主槽面积的第一主导因素。本文选取了三个典型河段，花园口到高村游荡性河段，高村到艾山过渡性河段，艾山到利津弯曲性河段，共 50 多个断面，40 多年的资料，进行逐个计算，并分析了主槽面积与水流条件的关系，如图 5-10 到图 5-12 所示，主槽面积随着流量的增大而增大，基本上呈线性的关系。

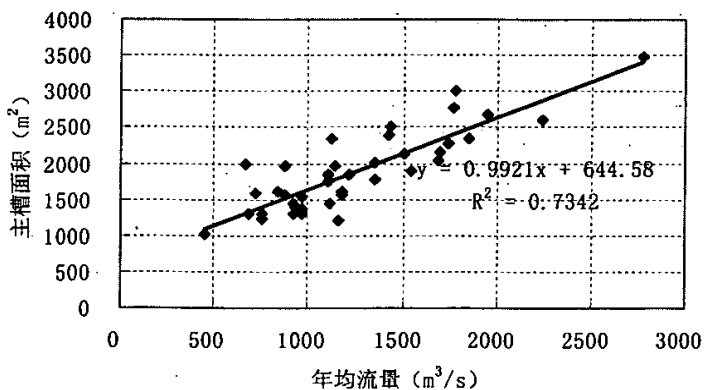


图 5-10 花园口到高村河段平均主槽面积与年均流量关系

Fig. 5-10 Relationship between area of braided channel and mean average discharge

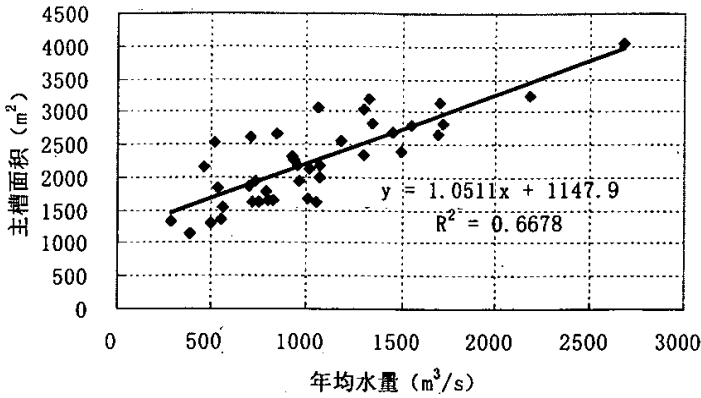


图 5-11 高村到艾山河段平均主槽面积与年均流量关系
Fig. 5-11 Relationship between area of transitional channel and mean average discharge

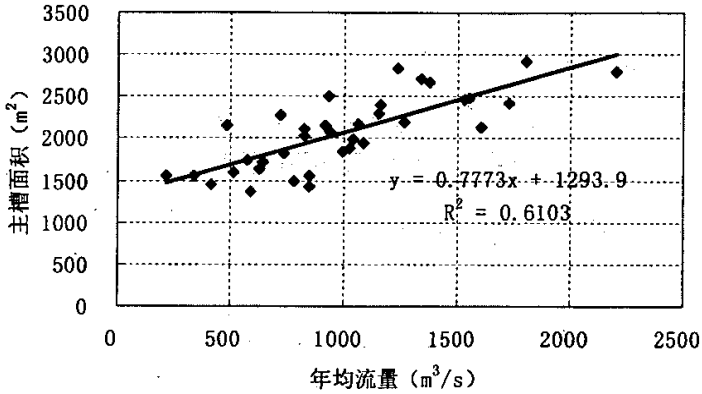


图 5-12 艾山到利津河段平均主槽面积与年均流量关系
Fig. 5-12 Relationship between area of meandering channel and mean average discharge

5.1.2 流量变化幅度对河道横断面形态的影响

河道横断面形态除与水量密切相关外，来水条件的变化幅度，流量级的分布情况也对横断面形态有很大的影响。流量变化频繁、变化幅度大，河湾外形和水动力轴线经常处于不断的变化过程中，增加了河道的不稳定性，特别是在流量级分布较分散的情况下，每级水量的造床作用都不是很强，但同时又对其前期水流条件塑造的断面有一定的破坏作用。

流量变化幅度小，流量级分布较为集中，相对接近于恒定水沙条件下的造床作用，

则各方面的变化会相应减小,有利于相对稳定的断面形态形成。同时由于非优势流量级的造床作用较弱,对优势流量级塑造的河床及相应的流路破坏作用较弱。

为了研究流量变化幅度对河道横断面形态的影响,借鉴泥沙级配的表征方法,引入流量均匀系数的概念,即 Q_{90}/Q_{50} , Q_{50} 指小于某流量级水量占总水量 50% 时所对应的流量级, Q_{90} 指小于某流量级水量占总水量 90% 时所对应的流量级,如图 5-13。流量级曲线越陡,则流量分布越均匀,如花园口 1972 年的流量级分布较集中;流量级曲线坡度越缓,则流量分布越不均匀,如花园口 1988 年的流量分布较分散。

本文选取了花园口断面汛期水量近似及沙量相差不大的年份(不考虑水量及沙量对其影响),汛期水量在 150~200 亿 m^3 之间的 12 年,汛期水量在 300~350 亿 m^3 之间的 6 年,进行了统计计算。并分析了流量级分布均匀程度与横断面的宽深比之间的相应关系,如图 5-14、图 5-15 所示。分析表明,在同等水量沙量情况下,当流量级分布越均匀(或者说流量级分布越集中),则河道横断面形态愈趋向于窄深方向发展。同样选取了高村断面在汛期水量相近年份的资料,分析结果与花园口相同,也反映了流量分布越集中则断面形态愈向窄深发展。如图 5-16 到图 5-17 所示。

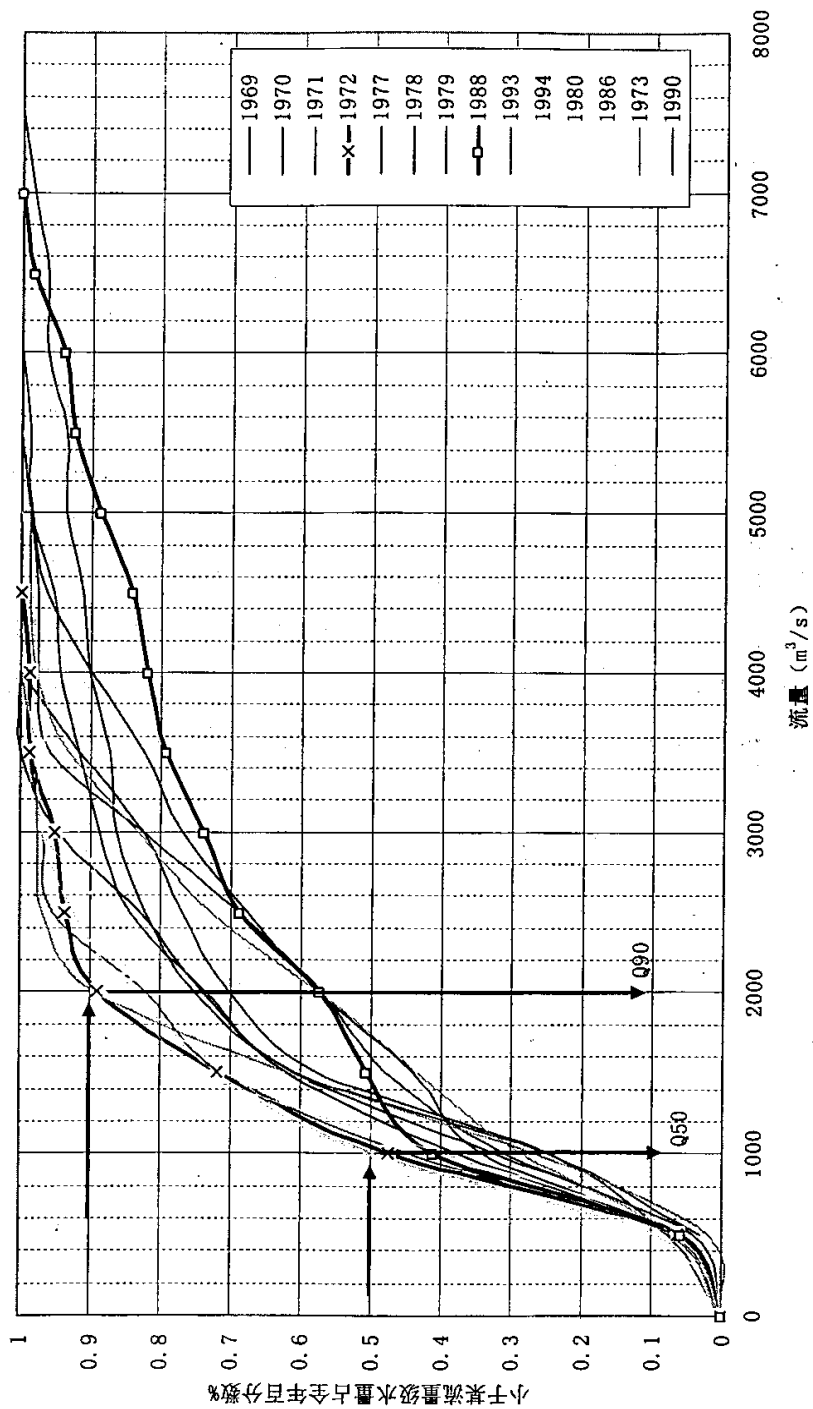


图 5-13 花园口断面全年水量的流量级分布曲线
Fig. 5-13 Distributing of discharge of all year water volume in Huayuankou

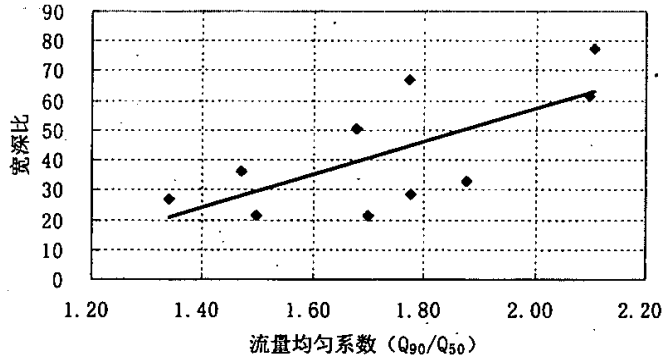


图 5-14 花园口断面汛期水量在 150 ~ 200 亿 m^3 的流量均匀系数与宽深比的关系

Fig. 5-14 Relationship between discharge homogeneity parameter and width-depth ratio when water volume of flood period was between 150×10^8 and $200 \times 10^8 m^3$ in Huayuankou

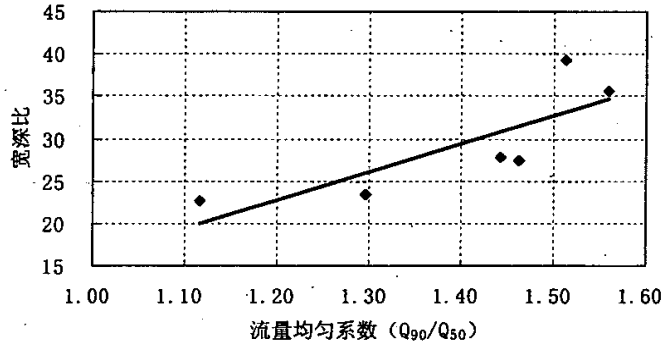


图 5-15 花园口断面汛期水量在 300 ~ 350 亿 m^3 的流量均匀系数与宽深比的关系

Fig. 5-15 Relationship between discharge homogeneity parameter and width-depth ratio when water volume of flood period was between 300×10^8 and $350 \times 10^8 m^3$ in Huayuankou

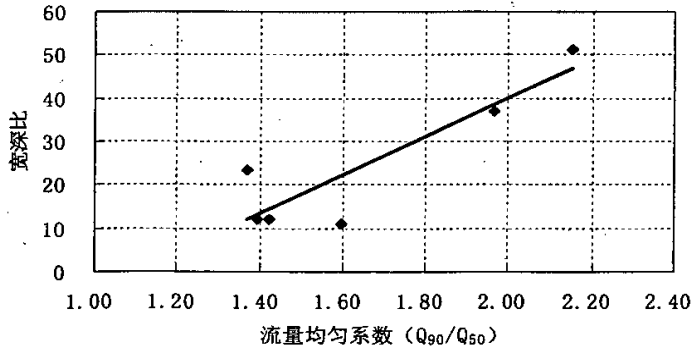


图 5-16 高村断面汛期水量在 150 ~ 200 亿 m^3 的流量均匀系数与宽深比的关系

Fig. 5-16 Relationship between discharge homogeneity parameter and width-depth ratio when water volume of flood period was between 150×10^8 and $200 \times 10^8 m^3$ in Gaocun

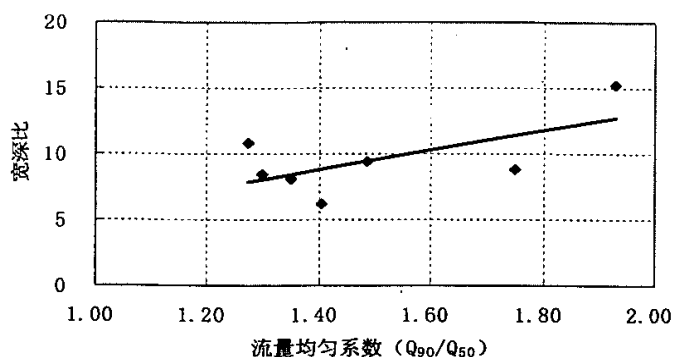


图 5-17 高村断面汛期水量在 300 ~ 350 亿 m³ 的流量均匀系数与宽深比的关系

Fig. 5-17 Relationship between discharge homogeneity parameter and width-depth ratio when water volume of flood period was between 300×10^8 and 350×10^8 m³ in Gaocun

5.1.3 沙量条件对河道横断面形态的影响

流量是影响断面形态的主要因素之一，除了流量外，含沙量的大小也是影响断面形态的主要因素。在河床处于相对平衡条件下，根据水流连续方程、曼宁公式及水流挟沙力方程，可求得

$$B = \frac{QJ^2 \left(\frac{K}{S^*} \right)^{\frac{5}{3m}}}{n^4 (g\omega)^{\frac{5}{3}}} \quad (5-1)$$

上式中 m 的值在黄河下游为 0.76， k 为 0.22^[45]，再结合斯托克斯的沉速公式，上式变为

$$B = K_1 \frac{QJ^2 S^{-1.27}}{n^4 d^{3.33}} \quad (5-2)$$

式 5-2 中 K_1 为正常数。由此可以看出，在同流量、同比降和悬沙粒径相差不远的情况下，含沙量越大，主槽河宽会向越小方向发展。

本文选取了花园口断面汛期水量 200 亿 m³ 到 250 亿 m³ 和高村断面汛期水量 300 到 350 亿 m³ 的年份资料，建立了主槽河宽与当年汛期含沙量的关系，如图 5-18 所示，主槽河宽与汛期含沙量呈负指数关系，虽然和式 (5-2) 中的指数相差较远，但呈负指数的关系是一致的。为了反映典型河段的整体情况，选取了花园口到高村汛期水量

200 到 250 亿 m^3 和艾山到利津 100 到 150 亿 m^3 的年份资料, 点绘了汛期平均含沙量与河段平均主槽河宽的关系, 如图 5-19 所示。可以看出, 同等水量情况下, 宽河段的调整和含沙量关系密切, 相关性较好, 主槽河宽与含沙量呈-0.24 的指数关系, 也就是说, 如果汛期平均含沙量从 $10kg/m^3$ 增加到 $50kg/m^3$, 则主槽河宽减小 400m; 窄河段受含沙量的影响较小, 若含沙量从 $10kg/m^3$ 增加到 $50kg/m^3$, 则主槽河宽减小不到 100m。

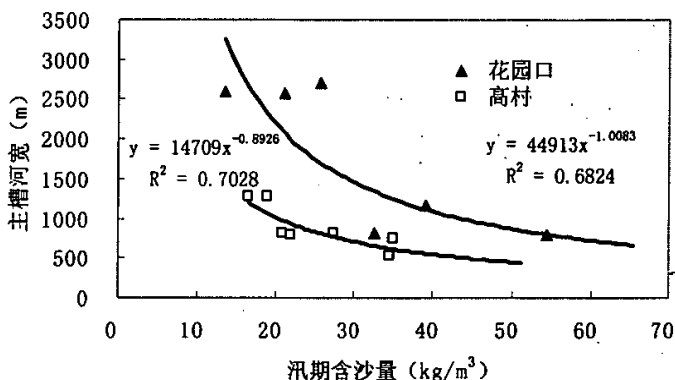


图 5-18 花园口、高村断面主槽河宽与汛期含沙量的关系

Fig. 5-18 Relationship between width and sediment concentration of flood period in Huayankou and Gaocun

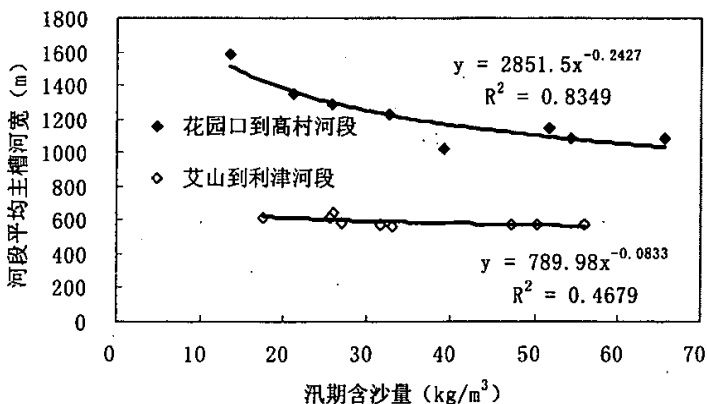


图 5-19 宽河段、窄河段主槽河宽与汛期含沙量的关系

Fig. 5-19 Relationship between average width and sediment concentration of flood period in braided and meandering channel

为了宏观分析黄河下游河道的主槽面积随含沙量的变化, 选取了花园口到高村河段和艾山到利津河段, 统计了汛期水量在 200 到 250 亿 m^3 和 100 亿 m^3 到 150 亿

m^3 之间的断面资料 (不考虑水量的影响), 建立了汛后河段平均主槽过水面积与年均含沙量的关系如图 5-20 所示。由图中可以看出, 宽河段花园口到高村河段主槽面积与汛期平均含沙量呈-0.27 的指数关系, 即当水量在 200 到 250 亿 m^3 之间时, 若含沙量从 $10kg/m^3$ 增大到 $50 kg/m^3$ 时, 主槽面积减小 $900m^2$ 左右, 但是窄河段艾山到利津河段, 主槽面积减小 $700m^2$ 左右。可见, 不同河段面积受含沙量的影响变化幅度和其相关程度明显不同, 窄河段 (艾山~利津) 的水沙条件经过上游宽河段冲淤调整后, 已经较为适应, 变幅较小, 且主槽宽度的变化与含沙量相关程度较弱。

同时选取了典型断面高村和利津断面, 汛期水量均在 300 到 350 亿 m^3 之间的年份的资料, 建立了汛后主槽面积与汛期平均含沙量的关系, 如图 5-21 所示。主槽面积均随含沙量的增大而逐渐减小, 且高村断面变化幅度较利津稍大, 受含沙量的影响较大。

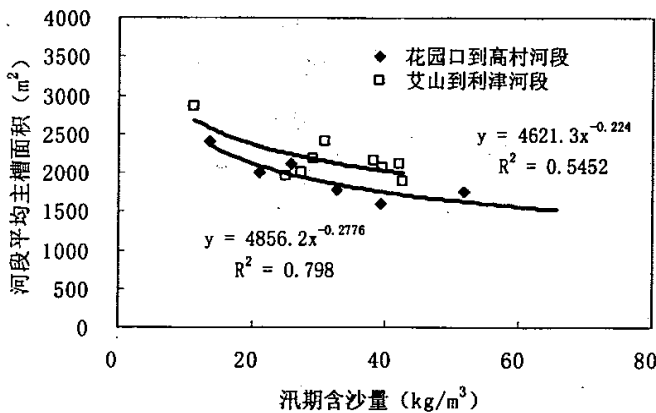


图 5-20 宽河段、窄河段平均主槽面积与年均含沙量的关系

Fig. 5-20 Relationship between average area and sediment concentration of flood period in braided and meandering channel

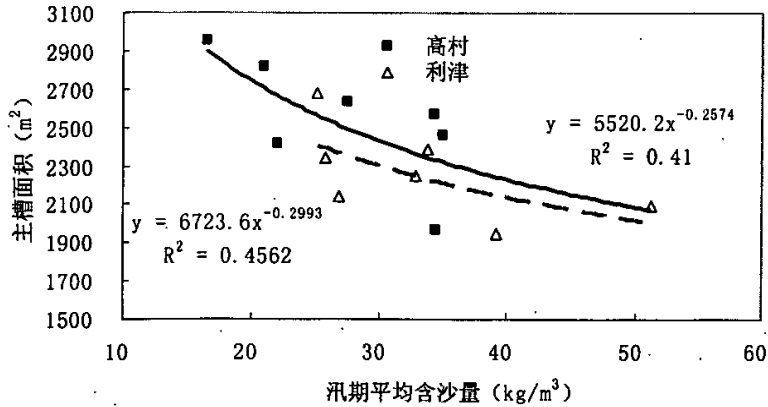


图 5-21 花园口、利津断面主槽面积与汛期含沙量的关系

Fig. 5-21 Relationship between area and sediment concentration of flood period in Huayuankou and Gaocun

实测资料分析表明，随来沙系数增大，过流面积减少（图 5-22）。由图 5-22 花园口、艾山汛后过水断面面积与汛期水沙系数的关系可见，黄河下游断面的主槽过水面积与来沙系数之间有明显的变化关系，随着来沙系数的增大，汛后过水面积有减小趋势。来沙系数反映了来水量、来沙量的对比情况，来沙系数小时，反映出单位水体的含沙浓度较小，水流处于次饱和状态，有利于河槽的冲刷，使河槽过水面积增大；而来沙系数大时，单位水体的含沙浓度较大，水流处于过饱和状态，从而使主槽产生泥沙淤积，使过水面积减小。从黄河下游 4 个站的汛前汛后面积变化量 ΔA 与汛期平均来沙系数的关系来看（图 5-23），其函数关系与花园口站的断面面积关系类似，即过水断面面积的变化量与来沙系数有较密切的关系，来沙系数较小时，断面面积增量为正，随着来沙系数的增大，面积增量为负，河槽产生淤积。

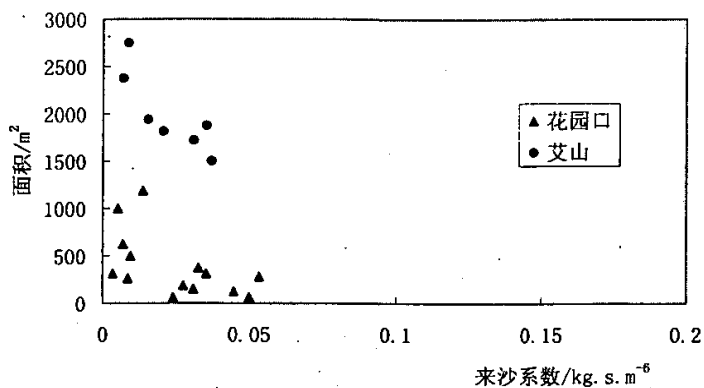


图 5-22 过水面积与来沙系数关系

Fig. 5-22 Relationship between area and sediment concentration-discharge ratio

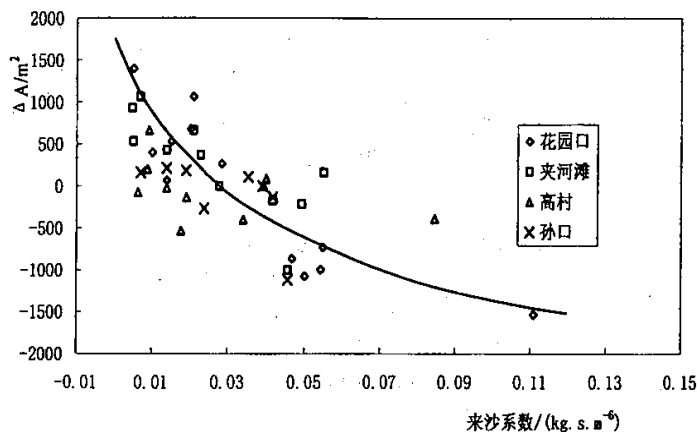


图 5-23 断面面积变化量与来沙系数关系

Fig. 5-23 Relationship between difference of area and sediment concentration-discharge ratio

5.2 比降对河道横断面形态的影响

在前人研究的基础上，把比降作为影响横断面形态调整的因素，直接反映出水动力条件对断面形态的影响。一般来说，断面形态调整取决于两个方面作用的结果。一方面是内营力因素：构造，新构造运动，局部侵蚀基准等。冲积河流的地质地貌条件不仅决定于来水来沙条件，而且还受新构造运动的作用，当一定的地质地貌条件形成后，又不能不反过来影响水动力条件——比降，从而也会影响河型的形成，河型又在

某种程度上决定了横断面形态的发展趋势。在某些情况下,甚至当来水来沙条件发生根本性变化,河型也不会发生转变^[46]。另一方面是外营力因素:流量、泥沙特性以及河岸及河床物质的抗冲性。如一条河流对当时当地的水流条件来说,来沙量过多,河槽的输沙能力不能带走全部来自流域的泥沙,那么它可能通过增加边界剪切力来调整到满足这种要求。但较高的剪切力同时又会引起强烈的河岸冲刷,主槽展宽,河床因而变得宽浅。

纵比降的变化反映了河道的水动力条件,纵比降大,水流动力条件强,同时对于河岸的破坏作用也较强,稳定的横断面形态难以维持,横断面形态易于向宽浅方向发展,河道纵比降较陡是河道宽浅的重要条件。河道的纵比降较陡与流域来沙较多密切相关,与初始地形条件也具有直接的关系。黄河下游不同河段水沙条件有所差异,但由于没有河流从区间加入,水量条件的差异应该说不太明显,但由于河床边界条件的不同,不同河段的基本特性差别却十分明显。

从河流地貌方面来讲,地壳构造运动对初始比降起着决定性的作用。地壳构造运动型式复杂多样,但总起来说,可分为隆起(或相对隆起)和沉降(或相对沉降)两种基本类型。地壳隆起区与其下方非隆起区之间高差增加,因而坡降和水流能量增大,河流下切,形成顺直河道乃至深切峡谷;地壳沉降,使沉降区与其下方非沉降区之间高差减小,因而坡降和水流能量减小^[46]。除了地壳的新构造等因素影响,长河段比降调整的幅度是较小的,也是比较缓慢的,如表 5-1 所示。但是比降从花园口到利津却是不断减小的。高村以上游荡性河段总比降约为 1.81‰,艾山以下河段的比降为 0.98‰,高村以上约为艾山以下的 2 倍;高村以上河段河道宽浅,1960 到 1964 年宽深比约在 30 左右,主槽河宽约为 1500m,艾山以下河段窄深,同时期宽深比约为 5,主槽河宽约为 600 左右,高村以上宽深比约为艾山以下的 6 倍,主槽河宽约为 2 倍。

表 5-1 各河段长时期比降变化表

Table 5-1 Changes of lognitudinal slope of every reach in long time

年份	花—夹	夹—高	高—孙	孙—艾	艾—洛	洛—利	花—高	高—艾	艾—利
1960	1.90	1.66	1.25	1.54	1.01	0.96	1.80	1.35	0.98
1961	1.91	1.57	1.21	1.70	1.07	—	1.77	1.37	1.28
1962	1.88	1.62	1.22	1.54	1.09	—	1.77	1.33	1.30
1963	1.79	1.70	1.16	1.65	1.09	0.89	1.75	1.32	0.96
1964	1.90	1.69	1.21	1.56	1.19	0.83	1.82	1.33	0.96
1965	1.88	1.66	1.25	1.44	1.21	0.80	1.79	1.31	0.95
1966	1.92	1.68	1.24	1.45	1.21	0.79	1.82	1.31	0.95
1967	2.00	1.59	1.26	1.45	1.26	0.78	1.83	1.32	0.96
1968	1.93	1.65	1.24	1.70	1.22	0.75	1.82	1.39	0.93
1969	1.82	1.75	1.20	1.54	1.11	0.83	1.79	1.31	0.94
1970	1.94	1.68	1.23	1.49	1.16	0.81	1.83	1.32	0.94
1971	1.91	1.65	1.30	1.35	1.15	0.84	1.80	1.31	0.95
1972	1.94	1.66	1.23	1.48	1.03	0.86	1.83	1.31	0.93
1973	1.89	1.72	1.25	1.36	1.02	0.94	1.82	1.29	0.97
1974	1.88	1.71	1.23	1.37	0.96	0.97	1.81	1.28	0.97
1975	1.94	1.77	1.22	1.49	1.03	0.90	1.87	1.31	0.95
1976	1.99	1.61	1.21	1.44	1.09	0.88	1.83	1.29	0.96
1977	1.88	1.71	1.26	1.37	1.11	0.84	1.81	1.29	0.94
1978	1.81	1.79	1.25	1.39	1.06	0.86	1.80	1.29	0.93
1979	1.89	1.70	1.26	1.44	1.01	0.93	1.81	1.32	0.96
1980	1.91	1.62	1.27	1.46	1.04	0.93	1.79	1.33	0.97
1981	1.84	1.62	1.15	1.42	1.07	0.92	1.88	1.24	0.98
1982	1.88	1.64	1.28	1.47	1.03	0.95	1.78	1.34	0.98
1983	1.87	1.74	1.20	1.54	1.05	0.94	1.82	1.31	0.98
1984	1.92	1.62	1.27	1.41	1.08	0.91	1.80	1.31	0.97
1985	1.91	1.80	1.16	1.57	1.05	0.95	1.86	1.30	0.99
1986	1.90	1.71	1.19	1.34	1.10	0.89	1.82	1.24	0.97
1987	1.92	1.71	1.20	1.34	1.09	0.89	1.84	1.24	0.97
1988	1.95	1.63	1.23	1.48	1.05	0.92	1.82	1.31	0.97
1989	1.84	1.70	1.21	1.44	1.08	0.91	1.78	1.28	0.97
1990	1.91	1.64	1.20	1.37	1.08	0.90	1.80	1.26	0.97
1991	1.97	1.61	1.20	1.33	1.13	0.87	1.82	1.25	0.96
1992	1.90	1.64	1.21	1.49	1.05	0.99	1.80	1.30	1.01
1993	1.94	1.61	1.22	1.36	1.05	0.94	1.80	1.27	0.98
1994	1.91	1.66	1.24	1.30	1.07	0.94	1.80	1.26	0.99
1995	—	—	1.21	1.38	1.05	0.93	1.78	1.26	0.97
1996	—	—	1.21	1.42	1.15	0.86	1.77	1.28	0.97
1997	1.83	1.73	1.30	1.25	1.03	0.97	1.79	1.28	0.99
1998	—	—	1.28	1.22	1.04	0.98	1.77	1.26	1.00
1999	1.95	1.56	1.25	1.47	0.90	0.99	1.79	1.33	0.95
2000	1.85	1.64	1.27	1.22	1.06	0.96	1.76	1.26	1.00
平均	1.90	1.68	1.23	1.44	1.08	0.92	1.81	1.30	0.98

说明:表中“花”指花园口断面,“夹”指夹河滩断面,“高”指高村断面,“孙”指孙口断面,“艾”指艾山断面,“洛”指洛口断面,“利”指利津断面。表中的比降是以“万分之一”为单位的,例如1.9指1.9‰。

为了研究断面形态与比降之间的定量关系，建立了花园口到夹河滩、夹河滩到高村、高村到孙口、孙口到艾山、艾山到洛口、洛口到利津 6 个河段在不同时期的典型年份的平均宽深比与比降的关系，如图 5-24 所示。宽深比随着比降的增大而增大，即在同等水沙条件下，比降越大断面越宽浅，且宽深比与比降呈二次多项式关系，具体的回归关系式和相关系数见表 5-2。可以看出，相关系数都在 0.78 以上。

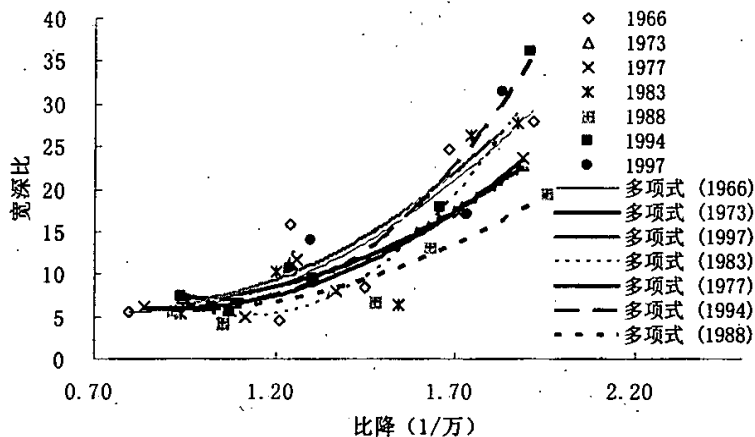


图 5-24 各时期断面宽深比与纵比降关系

Fig. 5-24 Relationship between width-depth ratio and longitudinal slope of every period

表 5-2 图 5-24 中关系式与相关系数

Table 5-2 Regressive formula and relative coefficient in Fig. 5-24

年份	多项式回归公式	相关系数 (R ²)
1966	$y = 18.72x^2 - 29.569x + 17.224$	0.78
1973	$y = 15.669x^2 - 27.745x + 19.239$	0.93
1977	$y = 18.3x^2 - 33.29x + 21.07$	0.92
1983	$y = 42.143x^2 - 94.153x + 57.583$	0.85
1994	$y = 40.289x^2 - 86.411x + 53.252$	0.97
1997	$y = 18.645x^2 - 28.831x + 17.142$	0.84
1988	$y = 12.357x^2 - 22.319x + 15.768$	0.84

同时建立了花园口到夹河滩、夹河滩到高村、高村到孙口、孙口到艾山、艾山到洛口、洛口到利津 6 个河段在不同时期的典型年份的平均主槽河宽与比降的关系，如图 5-25 所示。发现在同一年份的主槽河宽沿下游随着比降的减小而减小，与比降呈

指数关系。具体的回归关系式和相关系数如表 5-3 所示。幂指数在 0.91 到 1.19 之间，从指数上讲，可见比降对断面形态的影响是较大的。

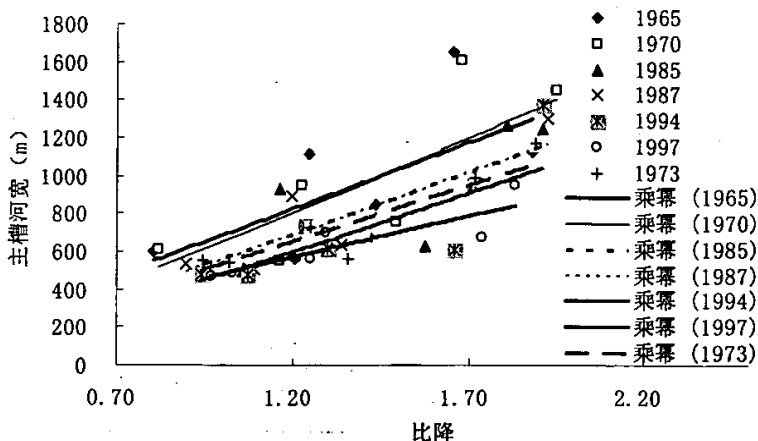


图 5-25 各时期主槽河宽与纵比降关系

Fig. 5-25 Relationship between width and longitudinal slope of every period

表 5-3 图 5-25 中关系式与相关系数

Table 5-3 Regressive formula and relative coefficient in Fig. 5-25

年份	回归的公式	相关系数(R ²)
1965	$y = 689.4x^{1.0071}$	0.52
1970	$y = 652.15x^{1.1513}$	0.64
1973	$y = 539.05x^{1.0693}$	0.81
1985	$y = 565.07x^{1.1089}$	0.62
1987	$y = 558.93x^{1.1226}$	0.74
1994	$y = 482.02x^{1.1937}$	0.66
1997	$y = 485.96x^{0.9092}$	0.82

5.3 横断面形态与各影响因素的综合关系

综合前面对各影响因素的分析，黄河下游河道横断面形态的调整主要受流量、含沙量、流量均匀系数 ($\frac{Q_{20}}{Q_{50}}$) 以及河床的边界条件——比降因素的影响。由前面第四章的分析也可以看出，不同河段的主槽河宽受水沙条件的影响变化幅度各不相同，花

园口到高村游荡型河段比降在 1.7~2.0 之间,主槽河宽变化幅度大;艾山到利津弯曲型河段比降在 0.8~1.2 之间,河道窄深,主槽河宽变幅很小;高村到艾山过渡型河段变幅位于游荡型与弯曲型之间。

为了定量的研究黄河下游主槽河宽受各影响因素的关系,选取了花园口到高村、高村到艾山和艾山到利津 3 个典型河段,1960 年到 2000 年大约 40 年的资料,111 组数据,进行了多元回归分析。建立了主槽河宽与流量、含沙量、流量均匀系数 ($\frac{Q_{90}}{Q_{50}}$)

以及河床的边界条件——比降之间的回归关系式,回归系数如表 5-4 所示。

表 5-4 多元线性回归系数表

Table5-4 The regressive coefficient between dependent and independent variables (n = 111)

	截距	lnQ	lnS	lnJ	ln($\frac{Q_{90}}{Q_{50}}$)
系数	3.9719	0.3615	-0.0184	0.9531	0.0204

由表 5-4 可得到线性回归方程为

$$\ln B = 3.9719 + 0.3615 \ln Q - 0.0184 \ln S + 0.9531 \ln J + 0.0204 \ln \left(\frac{Q_{90}}{Q_{50}} \right) \quad (5-3)$$

其相关系数 $r^2 = 0.86$ 。

由式(5-3)可推得黄河下游沿程的主槽河宽的关系式:

$$B = 53.09 Q^{0.36} S^{-0.018} J^{0.95} \left(\frac{Q_{90}}{Q_{50}} \right)^{0.02} \quad (5-4)$$

式(5-4)中的 Q 为多年汛期平均流量, m^3/s , S 为汛期平均含沙量, kg/m^3 ; J 为河段总比降, ‰; $\frac{Q_{90}}{Q_{50}}$ 为流量均匀系数, Q_{90} 是指小于这个流量级的水量占总水量的 90%,

Q_{50} 是指小于这个流量级的水量占总水量的 50%。

资料范围:

B——河段平均河宽: 550~1734 m

Q——多年平均流量: 417~2368 m^3/s

S——多年平均含沙量:12.16~38.19 kg/m³

J——河段总比降:0.93~1.88‰

$\frac{Q_{90}}{Q_{50}}$ ——流量均匀系数: 1.12~4.92

公式(5-4)中计算值与实测值的比较见图5-26。

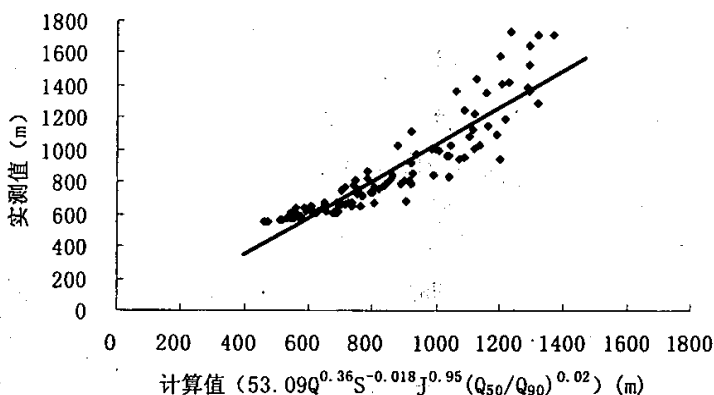


图 5-26 公式(5-4)中实测值与计算值的比较

Fig. 5-26 Comparison between calculate value and measured value in equation(5-4)

这里公式(5-4)与恒定水沙条件下的主槽河宽关系式(4-9)中影响因素的指数不同,是因为原型黄河中,比降较稳定,而模型试验中比降一直都在调整中,而且河岸的相对稳定性对于断面形态调整的影响没有考虑,再者两者的时间尺度不同,试验是相对平衡的断面形态,而黄河原型中则不一定是平衡条件下的断面形态。

同时也建立了主槽面积的关系式:

$$A = 56.95Q^{0.534}S^{-0.104} \quad (5-5)$$

式(5-5)中的A为主槽面积, m²; Q为多年汛期平均流量, m³/s; S为汛期平均含沙量, kg/m³。

资料范围:

A——河段平均河宽: 1015~4051 m²

Q——多年汛期平均流量:525~3789 m³/s

S——汛期平均含沙量:7.12~89.77 kg/m³

公式 (5-5) 中计算值与实测值比较如图 5-27 所示。

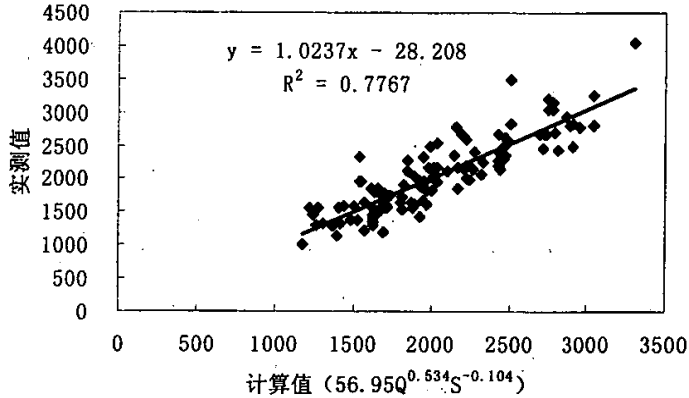


图 5-27 公式 (5-2) 中实测值与计算值的比较

Fig. 5-27 Comparison between calculate value and measured value in equation(5-2)

5.4 从河流动力学基本公式对横断面形态机理的初步探讨

目前不能充分利用近代河流动力学的知识来分析河相问题,其关键在于问题包含的未知数有四个:水面宽、平均水深、坡降和流速,而用以求解的方程式只有三个(水流连续方程、水流运动方程和挟沙能力方程)。这种情况与结构力学中的超静定体系十分相似。因此,还得找到一个独立于这三个方程之外的一个条件。但是,如果把比降作为河流地貌方面地质构造的条件来讲,当作一个已知数,近似为不变量,如表 5-1,黄河下游河道纵比降 1960 到 2000 年近似不变,那么用三个基本方程去求解三个变量(水面宽、平均水深和流速),就不存在超静定的问题。

下面根据水流连续方程、水流运动方程及水流挟沙力方程,用曼宁公式来做为水流运动方程,挟沙能力方程采用武汉水院的方程:

$$Q = UBh \quad (5-2)$$

$$U = \frac{1}{n} h^{2/3} J^{1/2} \quad (5-3)$$

$$S. = k \left(\frac{U^3}{gh\omega} \right)^m \quad (5-4)$$

可求得

$$B = \frac{QJ^2 \left(\frac{K}{S.} \right)^{\frac{5}{3m}}}{n^4 (g\omega)^{\frac{5}{3}}} \quad (5-5)$$

上式中 m 的值在黄河干流为 0.76, k 为 0.22^[45], 再结合斯托克斯的沉速公式, 上式变为

$$B = K_1 \frac{QJ^2 S^{-1.27}}{n^4 d^{3.33}} \quad (5-6)$$

式 (6-6) 中 K_1 为正常数。由上式可以看出, 主槽河宽与比降为明显的正比关系, 含沙量成反比关系。虽然指数在实际资料中没那么大, 但是趋势是可信的, 也能反映断面形态变化的规律。例如, 当比降为 2.0 时, 对于黄河下游来说就是花园口断面, 其他水沙条件不变时, 主槽河宽就比比降为 1.0 的利津断面要大。

5.5 本章小结

通过对黄河下游整个河段的实测资料的大量分析得到了一些新认识:

(1) 黄河下游河道的横断面形态调整是水流长期作用的结果, 不仅与当年的水沙条件有关, 同时也与往年的水沙条件有关。

(2) 与前人研究不同的地方, 这里引入流量均匀系数的概念—— $\frac{Q_{90}}{Q_{50}}$, 来表明

流量的变化幅度, 这里流量均匀系数为大于 1 的数。同等水量情况下, 流量均匀系数越大, 即流量分布越分散, 主槽越向宽浅方向发展; 流量均匀系数越小, 流量分布越集中, 主槽越趋向窄深方向发展。

(3) 在分析影响断面形态的因素中, 考虑了比降的影响。一方面河道受流域因

素的影响，横断面形态和纵断面形态都是在同时调整的，力图使断面形态适应新的水沙条件，所以河道局部产生强烈的淤积或是冲刷，另一方面，从长河段来讲比降的调整确是微小的（表 5-1）。这里选用长河段的比降，反映出比降在不同河型条件下对断面形态的影响。

（4）根据黄河下游实测资料回归出主槽河宽的关系式：

$$B = 53.09Q^{0.36}S^{-0.018}J^{0.95}\left(\frac{Q_{90}}{Q_{50}}\right)^{0.02}$$

从指数上来看，比降的影响权重最大，当水沙条件相同时，比降越大主槽河宽调整越剧烈。

第六章 结论与展望

6.1 结论

黄河下游冲积性河道随着来水来沙的变化不断的进行调整,力求河床的输水、输沙与来水来沙相适应。冲积河床的调整,不仅反映在纵向形态的调整,也反映在横向形态的调整。黄河下游三个典型的河段,花园口到高村为游荡性河段,河道宽浅,主槽很不明显,河势变化剧烈,主流摆动频繁,主槽很不稳定。高村到艾山过渡性河段,水流基本归为一股,已有明显主槽,平面变形还是比较大。艾山到利津,河道弯曲系数较大,主槽比较稳定,河道窄深。不同的河道横断面形态的变化规律各不相同,主槽的不断变化,对河道的排洪输沙带来很大影响,给河道的治理工作带来很大的困难。当然对于河床演变方面已有很多的研究成果,本文通过对前人结果的适用性验证,恒定水沙条件下的概化模型试验,并对黄河下游河道近 40 年的实测资料进行了分析,最后从河流地貌与河流动力学方面对其机理进行了探讨,得到了以下结论:

(1) 提出了相对平衡河宽的概念,得到了在一定的水沙及边界条件作用下的相对平衡时的断面形态与各影响因素关系式(含沙量偏大情况下):

$$B = 136.58Q^{0.298}S^{-0.16}J^{0.456}$$

$$h = 0.081Q^{0.426}S^{-0.016}J^{-0.32}$$

(2) 在恒定水沙概化模型试验中(含沙量较大),随着含沙量增大,此时河道水流中的泥沙已大于其相应的挟沙能力,因此主槽发生淤积,直至水流发生漫滩,滩地发生大量淤积,滩唇抬高。漫滩后形成新的窄深的断面,流速增大,以适应目前的水沙条件。

(3) 在恒定水沙条件下,短期内断面形态的调整和前期地形条件有关,若前期

的是含沙量较小的水沙条件形成的断面，那么当含沙量增大时，断面形态会向窄深方向发展；如果前期是含沙量较大的水沙条件形成的断面，那么当含沙量减小，流量增大时，段断面形态会向宽浅方向发展。

(4) 河道断面形态调整过程中存在“定宽动槽”特点，即在恒定水沙条件下，横断面的调整经过一段时间后已经保持在一个恒定的状态，即使主槽在来回摆动，但断面形态大小是固定的。

(5) 黄河下游河道主槽河宽受水沙条件的变化幅度和所处河段密切相关，游荡性河段断面宽浅，河宽变化剧烈，变化幅度大；弯曲型河段，河势稳定，段面窄深，河宽变化幅度小，过渡型河段介于两者之间。

(6) 黄河下游河道的横断面形态调整是水流长期作用的结果，不仅与当年的水沙条件有关，同时也与往年的水沙条件有关。

(7) 与前人研究不同的地方，这里引入流量均匀系数的概念—— $\frac{Q_{90}}{Q_{50}}$ ，来表明流量的变化幅度，这里流量均匀系数为大于1的数。同等水量情况下，流量均匀系数越大，即流量分布越分散，主槽越向宽浅方向发展；流量均匀系数越小，流量分布越集中，主槽越趋向窄深方向发展。

(8) 在分析影响断面形态的因素中，考虑了比降的影响。一方面河道受流域因素的影响，横断面形态和纵断面形态都是在同时调整的，力图使断面形态适应新的水沙条件，所以河道局部产生强烈的淤积或是冲刷，另一方面，从长河段来讲比降的调整确是微小的（表5-1）。这里选用长河段的比降，反映出比降在不同河型条件下对断面形态的影响。

(9) 根据黄河下游实测资料回归出主槽河宽的关系式：

$$B = 53.09Q^{0.36}S^{-0.018}J^{0.95}\left(\frac{Q_{90}}{Q_{50}}\right)^{0.02}$$

其中除了流量含沙量外，还包括了比降和流量变化幅度的影响。

6.2 展望

虽然河流作为人类的研究对象已有悠久的历史,但河床演变学作为一门学科直到 20 世纪 60 年代才问世,目前仍处于发展的初期阶段。河床演变学的研究对象是河流,它需要采用河流动力学和河流地貌学相结合的方法进行研究。这两门学科携手共同研究河床演变是非常必要的^[47]。本次的工作只是“黄河下游河道横断面形态调整机理及计算方法的初步探讨”的初步阶段。由于时间的限制,仅对影响断面形态的主要因素作了分析,但还有其他影响因素未作全面分析,作为课题的进一步发展,还有许多需要改进和进一步研究的地方:

(1) 本次的概化模型试验试验,研究的是含沙量较大的不断淤槽形式的断面形态的调整方式,在含沙量较小的冲刷情况下还未做相关工作。

(2) 建议在研究各因素对断面形态的调整研究时,尽量单因子逐个分析。

(3) 河底和河岸的抗冲性也是影响断面形态调整方向的相关因素,应在以后的工作中考虑进去。

(4) 从短时间调整来看,典型洪水对黄河下游河道横断面形态有着很大的影响,应在以后的工作中进行研究。

(5) 提出了相对平衡河宽的概念,也研究了相对平衡断面形态的调整规律,但对不平衡河宽(借鉴韩其为的挟沙能力和不平衡输沙理论)还未涉及,下面将要在剩余的一年半内,开展对不平衡河宽的研究,以及对黄河下游河道变化趋势的预测。

(6) 河相关系的研究,有很多手段,目前以经验公式居多,虽然简单方便,但其局限性较大,以后的研究应向理论性的研究方向发展。而本文对于机理的研究不够,因此,以后应主要侧重于理论方面的研究,尽量使得理论方面的研究能广泛应用于实践。

参考文献

- [1]杨志清, 21 世纪水资源展望[J]. 水资源展望, 2004 (4): 66~68.
- [2]李国英, 黄河治理的终极目标是“维持黄河健康生命”[J], 中国水利
2004. 1, p5-7
- [3]钱正英, 重新认识黄河. 中国水土保持科学, 2003. 9, 1 (3): 1~4.
- [4]陈建国, 周文浩, 邓安军, 黄河下游河道萎缩的不稳定性[J], 中国水利水电科学
研究院学报, 2004. 12
- [5]申冠卿, 李勇, 张晓华等, 黄河下游近年来河道冲淤变化特点分析[R], 1999. 6.
- [6]陈建国, 胡春宏, 戴清, 渭河下游近期河道萎缩特点及治理对策[J], 泥沙研究,
2002. 6
- [7]李勇、翟家瑞, 黄河下游宽河段河床边界条件变化特征分析[J], 人民黄河, 2000. 11
- [9]黄修山, 王新宏, 杨方社, 吴巍, 2003 年渭河下游汛期洪水特性分析[J], 西北
水力发电, 2004. 9
- [9]赵业安, 潘贤娣等, 黄河下游河道淤积情况及近期发展趋势估计[R], 黄河的研究
与实践, 北京水利电力出版社, 1986
- [10]赵业安, 潘贤娣, 对 80 年代黄河水沙特性与河道冲淤演变的几点认识[J]. 人民
黄河, 1992 (5)
- [11]赵业安等, 环境改变对黄河下游河床演变的影响[J], 人民黄河, 1987 (6)
- [12]胡春宏, 牛建新等, 不同水沙条件黄河下游纵剖面调整规律[J], 泥沙研究,
1997 (2)
- [13]胡一三, 徐福龄. 黄河下游河道整治在防洪中的作用[R], 中美黄河下游防洪措施
学术讨论会文集, 北京: 中国环境科学出版社, 1987
- [14]张仁, 谢树楠等, 黄河下游的河相关系[R], 黄河流域环境演变与水沙运行规律研
究论文集 (第三集), 北京: 地质出版社, 1992

- [15] Leopold, L. B. and Maddock, T., "The Hydraulic Geometry of Stream channels and Some Physiographic Implication" [M], Geol, Survey, Prof. Pap. U. S., 1953, p252.
- [16] Lacey G. Stable Channels in Alluvium [J]. Minutes of Proc., Inst. Civil Engrs., London Vol. 229, 1919 - 1930, p259 - 292.
- [17] 钱宁, 周文浩, 黄河下游河床演变[M], 北京, 科学出版社, 1965
- [18] 赵文林主编, 黄河水利科学技术丛书[M], 黄河泥沙, 黄河水利出版社, 1996. 10, p668.
- [19] 王国兵、于为信等, 河床形态的试验研究[R], 南京水利科学研究院河港研究所, 1994. 11
- [20] 俞俊, 平原河流河相公式的探讨与应用[J], 人民长江, 第3期, 1982年, p61.
- [21] Schumm, S. A, River Adjustment to Altered Hydrologic Regime Murumbidgee River and Paleochannels Australia [J], U. S. Geol. Survey, Prof. Paper, No. 598, 1968, p65.
- [22] Ferguson, R. I, Channel Pattern and Sediment Type [J], Area, Vol. 5, 1973, p38-41.
- [23] 钱宁, 张仁, 周志德, 河床演变学[M], 北京: 科学出版社, 1987, 4, p380.
- [24] 柴挺生, 长江中下游河相关系分析研究[R], 南京水利科学研究所报告汇编 (1958-1962), 河港研究第三分册, 1963
- [25] Великанов, М. А., Русловой Процесс [M], Москва, 1958, стр. 58-76.
- [26] С. Т. 阿尔图宁, и. А. 布佐诺夫, 河道的防洪建筑物 [M], 水利出版社, 1957. 4, p17-18
- [27] Leopold, L. B., and W. B., Langbein, The concept of entropy in landscape

- evolution[J]. Geol Sury. Prof, Pap. U. S. , 500-A, 1962
- [28] Langbein, W. B., Geometry of river channels. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 90, 1960, p301-312
- [29]杨志达, 河相关系与最小能耗率[M], 杨志达研究论文选择集, 1995. 2, p167-174.
- [30]窦国仁, 平原冲积河流及潮汐河口的河床形态[J], 水利学报, 第 2 期, 1964 年. p1-13.
- [31]Lane E. W. Design of stable channels[J]. Transaction of ASCE. 1950(120): No. 2776
- [32]Diplas, p., and Vigilar, G. G., Hydraulic geometry of threshold channels[J]. Hydr. Engrg., ASCE, 118(4), p597-614.
- [33]夏军强, 王光谦, 吴保生等, 游荡型河流演变及其数值模拟[M], 北京: 中国水利水电出版社, 2005. 4, p126-130
- [34]Osman, A. M., and Thorne, C. R. Riverbank stability analysis I [J]: Theory, ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 2, 1988, P134~150
- [35]Thorne, C. R., and Osman, A. M. Riverbank stability anaiysis[J]: Application, ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 2, 1988, P151~172.
- [36]夏军强, 王光谦, 张红武等, 河道横向展宽机理与模拟方法的研究综述[J], 泥沙研究, 2001, 12(6), p71-78
- [37]麦乔威, 麦乔威论文集[M], 郑州, 黄河水利出版社, 1995. 4, p49-59
- [38]黄河水利委员会水利科学研究院, 黄河科学研究志[M], 郑州: 河南人民出版社, 1998. 4.
- [39]张华兴, 修建水库后黄河下游萎缩性河道横断面形态调整规律研究[学位论文], 北京航空航天大学, 2002
- [40]李保如, 我国河流泥沙物理模型的设计方法[J], 水动力学研究与进展, 1991

(增刊)

- [41] 屈梦浩, 黄河动床模型试验相似原理及设计方法[R], 黄河水利科学研究所科学研究论文集(第二集), 河南科技出版社, 1990
- [41] 彭瑞善, 周文浩, 蔡今等, 黄河下游花园口至黑岗口河段河道整治模型报告[R], 中国水利水电科学研究院研究报告, 1998
- [43] 张红武, 论动床变态河工模型的相似律[R], 黄河水利科学研究所科学研究论文集(第二集), 河南科学技术出版社, 1990。
- [44] 张红武, 江恩惠等, 黄河高含沙洪水模型相似律[M], 郑州: 河南科技出版社, 1994
- [45] 武汉水利电力大学河流泥沙工程学教研室, 河流泥沙工程学(上册)[M], 水利出版社, 1981
- [46] 陆中臣, 流域地貌系统[M], 大连: 大连出版社, 1991.5, p139-165
- [47] 周志德, 20 世纪的河床演变学[J], 中国水利水电科学院研究学报, 2003, 1(3), p231

致 谢

读研究生的三年期间,是我人生中最为重要的一个阶段。这三年之中,我认识了许多令我尊敬的、学识渊博的老师以及意气相投的同学。从他们身上学到的东西,令我受益非浅。在此论文完成之际,我深深地感谢他们曾经给与我的无私帮助和中肯的建议。

首先,我要感谢我的导师孙西欢教授。三年来,我从孙老师那里学到很多东西。不仅是他那渊博的知识、严谨务实的治学态度、强烈的事业心和责任感以及勇于创新的学者风范让我获益良多;更重要的是孙老师那为人师表的精神——在学术上对我们的严格要求,在生活上对我们无微不至的关怀,深深地感动着我。从孙老师那里,我不仅学习到了精深的专业知识,而且更学会了怎样作人、如何做事。

另外一位对我的研究生生涯有着极大影响的老师——李勇(教授级高工),他是黄河水利科学研究院泥沙所的所长,也是我的第二导师。本文也是在李老师的悉心指导下完成的。李勇老师知识渊博,对工作兢兢业业。从论文选题、进展以及到最后的论文定稿,李老师都提出了许多宝贵的指导意见,而且每次都极具耐心。在做论文期间,李老师给我提供了很好的环境和机会,使我对黄河下游的情况有了全方位的了解,更重要的是李老师启发我创造性思维,教会我思考问题的方法。

在此,我要向我的两位导师致以最崇高的敬意!

在学习和课题研究过程中,黄河水利科学研究院的侯志军高工提供了大量的书籍,而且在课题的试验过程中给予了悉心的指导;王卫红高工从论文的开题到最后论文的修改提供了很大帮助和建议,使论文得以顺利完成。姚文艺总工、王德昌教授级高工、曲少军总工也对于此课题提出了很多中肯的意见。在此我谨向你们献上我最诚挚的谢意!三年的学习和实习生活,使我与我的同门——邱月辉、强浩明、朱李英、毕远杰、李永业,同事——李小平、郑艳爽、叶春生、孙赞盈、李涛等人建立了深厚的友谊。这段美好的经历将永远留在我的记忆。

衷心感谢我的父母在学习期间给予我精神上和物质上的支持,在我多年的学习生

涯中，我的父母和亲人一直默默的支持我，使我全身心地投入学习中去，家人的鼓励和关心一直是我努力向上的动力，对亲人我的心中一直保留着无限的深情和感动！

在此特别感谢黄河水利委员会黄河水利科学研究院资助我研究生期间的学费，以及做论文期间提供良好的环境，最后感谢我的母校、百年名校——太原理工大学对我的教育和培养，衷心地祝愿她们在新的世纪与时俱进，绽放出新的青春和活力。

张敏

2006年5月31日

攻读硕士期间发表的论文及参加的科研项目

硕士期间发表的论文:

张敏, 李勇, 孙西欢, 张壮志, 冲积性河流横断面形态调整研究方法及其应用分析, 水利与建筑工程学报, 2006 年第 4 期

硕士期间参加的科研项目:

山西省万家寨引黄工程联接段备用水源呼延调蓄工程水工模型试验, 主要参加人
山西省横泉水库导流泄洪洞水工模型试验, 主要参加人。

黄河下游河道横断面形态调整机理及计算方法, 水利部科技部科研院所社会公益研究专项: 2004BIB3G128, 主要完成人

黄河下游河道横断面萎缩调整机理研究, 黄河水利科学研究院科技发展基金, 主要参加人