

DOI :10.3880/j.issn.1006-7647.2011.04.019

黄金坪深覆盖层上沥青混凝土心墙堆石坝数值分析

林道通^{1,2},朱 晟^{1,2},稽红刚³,伍小玉³

(1. 河海大学水文水资源与水利水电工程国家重点实验室,江苏 南京 210098 ;
2. 河海大学水利水电学院,江苏 南京 210098 ;3. 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院,四川 成都 610071)

摘要 采用三维非线性有限元数值分析方法对坐落于深覆盖层上的黄金坪沥青混凝土心墙坝进行应力变形计算,结果表明 在竣工期和满蓄期大坝的应力与变形都在规范允许范围内 ;位移分布规律基本合理 ;心墙不会发生水力劈裂,没有发生剪切破坏 沥青混凝土心墙与河床中央混凝土廊道和混凝土基座之间的错动变形较小 大坝结构设计是合理的。

关键词 覆盖层 沥青混凝土 堆石坝 有限元法 应力变形 黄金坪水电站

中图分类号 :TV641.4⁺1 **文献标识码** :B **文章编号** :1006-7647(2011)04-0082-05

Numerical analysis for Huangjinping Rockfill Dam with asphalt concrete core constructed on deep overburden//LIN Dao-tong^{1,2}, ZHU Sheng^{1,2}, JI Hong-gang³, WU Xiao-yu³ (1. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China ;2. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China ;3. Chengdu Hydroelectric Investigation & Design Institute of CHECC, Chengdu 610071, China)

Abstract : By means of 3-D non-linear finite element methods, the stresses and deformations of Huangjinping Rockfill Dam with asphalt concrete core constructed on deep overburden were calculated and analyzed. Some conclusions are drawn as follows : the stresses and deformations of Huangjinping Rockfill Dam during the completion and impoundment periods are within the allowable range of the Chinese codes. The distribution rules of the displacement are reasonable. Hydraulic fracture and shear failure will not occur in the core wall. The deformation between the asphalt concrete core wall and the bed of concrete is small. The structural design of Huangjinping Rockfill Dam is rational.

Key words : overburden ; asphalt concrete ; rock-fill dam ; finite element method ; stress and deformation ; Huangjinping Hydropower Station

1 工程概况及研究背景

沥青混凝土心墙坝因其有适应变形能力强、耐久性好等优点,最近得到了迅猛的发展^[1]。我国西部地区河床多为深覆盖层或超深覆盖层地基,2006 年建成的地基覆盖层厚度大于 420 m 的冶勒坝,坝基主要由胶结质构成,承载力和抗渗性均较高,建成至今运行良好^[2-3]。在建的下坂地坝地基覆盖层厚度为 150 m 左右,主要以冰碛石为主,覆盖层虽有粉细砂夹层,但整体强度较高^[4-5]。

黄金坪水电站系大渡河干流水电规划“三库 22 级”的第 11 级电站,大坝采用沥青混凝土心墙堆石坝方案,最大坝高为 95.5 m,坝顶宽 12 m。上游坝坡为 1:1.8,下游坝坡为 1:1.8。沥青混凝土心墙通过廊道或基座与防渗墙相连接,地基防渗墙采用封

闭式,墙底直接深入基岩。坝址区河床地基覆盖层深厚,最大厚度达 133.92 m,且以散粒体为主,具有多层结构,从下至上分为 3 层:第 1 层为漂(块)卵(碎)砾石夹砂土(fglQ₃),分布在河谷底部,漂(块)卵(碎)砾石成分以花岗岩、闪长岩为主;第 2 层为漂(块)砂卵(碎)砾石层(alQ₄¹),厚度为 20.30 ~ 46.00 m,漂(块)卵(碎)石成分主要为花岗岩、闪长岩;第 3 层为含漂(块)砂卵砾石层(alQ₄²),厚度为 13.00 ~ 25.12 m,漂(块)卵(碎)石成分主要为花岗岩、闪长岩。研究表明^[6-8]深覆盖层坝基的性质对坝体的应力和变形有重要的影响。因坝基覆盖层的刚度与防渗墙有较大的差别,导致覆盖层与防渗墙在垂直方向的变形将有很大的差别。同时防渗墙对心墙的顶托,使心墙的应力场和位移场发生畸变,产生应力集中,出现剪切破坏,并导致心墙出现裂缝,从

而降低了心墙的抗渗性能,存在因心墙水力劈裂而溃坝的可能性。工程实践表明^[9],防渗墙与大坝防渗体的连接是整个大坝-地基防渗体系最薄弱的环节,沥青混凝土心墙与混凝土廊道和基座的错动变形可导致整个防渗体系的失效,危害大坝的安全。故研究超覆盖层对坝体和心墙的位移、应力的影响与对心墙与混凝土廊道和基座的错动变形的影响有着重要的意义。笔者针对黄金坪水电站坝址超深覆盖层的特点,进行了三维有限元静力应力应变数值分析,为黄金坪水电站心墙坝的设计提供依据,对类似超深覆盖层地基上沥青混凝土心墙堆石坝的建设具有借鉴意义。

2 筑坝材料的本构模型及计算方法

2.1 本构模型与参数

因沥青混凝土心墙堆石坝坝体由不同材料构成,而各种材料的力学性质又不同,故本次静力计算对不同的坝体材料采用不同的本构模型,以更好地模拟实际情况。其中堆石体和沥青混凝土采用邓肯-张 $E-v$ 非线性弹性模型。混凝土防渗墙、廊道与基座的材料都为混凝土,其应力应变接近于线弹性,故采用线弹性模型计算。

计算所需的 $c, \varphi_0, \Delta\varphi, K, n, R_f, D, F, G, K_{ur}, n_{ur}$ 等参数由常规三轴试验得出,本次计算参数见表 1。

2.2 计算网格的划分

根据坝区地质条件和坝体分区特点,以河床典型剖面为基准,采用三维自动剖分程序剖分坝体单元,沿坝轴线方向共设定了 40 个计算剖面进行剖分。对

大坝进行剖分,得到整个坝体结构的总结点数为 10 896 个,总单元数为 9 977 个,大坝整体剖分如图 1 所示,河床 0+191 典型剖面网格如图 2 所示。

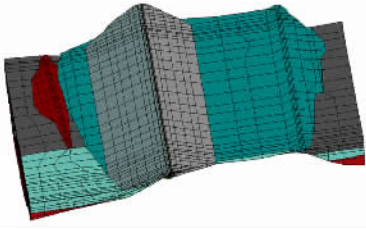


图 1 大坝整体剖分网格

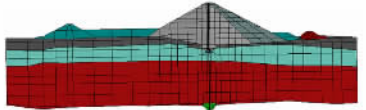


图 2 河床 0+191 典型剖面与坝轴线剖面剖分网格

2.3 荷载的分级

建坝地址的地质条件复杂,有深达 130 m 左右的深厚砂砾石覆盖层地基,且坝体结构复杂。考虑到坝体施工分层碾压填筑和堆石体的非线性特性,荷载采用逐级施加的方式,沥青混凝土心墙与大坝堆石体同步填筑上升。计算按坝体施工填筑的先后次序分 16 级来模拟,加载过程见表 2。本次计算采用河海大学水利水电学院为土石坝静、动力数值计算开发的 TSDA 程序。

3 计算结果分析

3.1 堆石体的变形、应力与应力水平

3.1.1 竣工期

竣工期,在堆石的泊松效应作用下,主河床

表 1 计算参数

材 料		密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	$\varphi/(^{\circ})$	$c/$ kPa	$\varphi_0/(^{\circ})$	$\Delta\varphi$	R_f	K	n	G	F	D
土 石 料	沥青混凝土	2510	28.0	370		0	0.83	640	0.15	0.47	0	0
	过渡料	2110	39.0	35	48.7	8.1	0.72	776	0.29	0.22	0.056	5.6
	堆石料Ⅰ	2080	40.1	30	47.4	6.6	0.79	1000	0.27	0.30	0.116	5.9
	堆石料Ⅱ	2140	40.2	30	48.8	7.8	0.84	1288	0.24	0.30	0.117	5.3
	铺盖碎石土	2360	35.0	40			0.80	500	0.41	0.39	0.050	3.5
	石 渣	2200			48.0	8.0	0.65	800	0.32	0.30	0.020	5.0
	覆盖层③	2260	41.7	10	47.1	5.6	0.83	1150	0.24	0.37	0.151	6.2
	覆盖层②	2230	41.4	10	47.0	5.7	0.81	1100	0.23	0.38	0.163	5.7
	覆盖层①	2210	41.0	10	47.1	5.6	0.80	1200	0.25	0.35	0.160	5.0
	砂层	1640	32.8	13			0.84	265	0.34	0.49	0.130	3.1
类 型		c/kPa		$d/(^{\circ})$		R_f		K_1		n		
接 触 面	沥青与过渡料	0		27		0.65		3200		0.42		
	沥青马蹄脂	500		20		0.95		4500		0.24		
	混凝土与过渡料	0		36		0.86		5600		0.52		
	混凝土与泥皮	50		9		0.86		1400		0.60		
	帷幕与混凝土	100		38		0.90		16000		0.66		
类 型		密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)		E/MPa		μ		$\varphi/(^{\circ})$		c/kPa		
线弹性 材料	帷幕	2250		1000		0.25		46		100		
	混凝土	2400		30000		0.17		48		1500		

表2 分级施工及蓄水时间进度

加载次序	坝体填筑进度
第1级	加载模拟地基初始应力
第2级	上游围堰和下游围堰
第3级	廊道或基座及周围坝体
第4级	坝体全断面填筑至1420.0m高程
第5级	坝体全断面填筑至1432.0m高程
第6级	坝体全断面填筑至1443.0m高程
第7级	坝体全断面填筑至1450.0m高程
第8级	坝体全断面填筑至1460.0m高程
第9级	坝体全断面填筑至1470.0m高程
第10级	坝体全断面填筑至1475.0m高程
第11级	坝体全断面填筑至1481.5m高程
第12级	上下游盖重
第13级	模拟蓄水至1420.0m高程
第14级	模拟蓄水至1443.0m高程
第15级	模拟蓄水至1460.0m高程
第16级	模拟蓄水至1476.0m高程

0+191剖面的上下游方向位移沿坝轴线呈对称分布,且均指向坝外。其中向上游方向的最大水平位移为12.0cm,位于上游覆盖层顶部;向下游方向的最大水平位移为17.6cm,位于下游覆盖层上部。由于上游铺盖的影响,上游位置水平位移的量值较小,最大竖向位移为135.8cm,发生在高程1430.0m附近的大坝中央轴线位置。坝体主应力等值线与坝坡基本平行,且从坝顶向坝基呈现逐渐加大的趋势。堆石体第一主应力最大值为2.32MPa,第三主应力最大值为0.90MPa,均发生在下游岩基与堆石体接触部位。

3.1.2 满蓄期(运行期校核洪水位)

水库蓄水后,在水荷载的作用下,大坝有向下游移动的趋势,向上游方向的最大水平位移减小到3.5cm,位于上游坝脚附近;向下游方向的最大水平位移增大为54.3cm,位于下游坝体1430.0m高程的堆石Ⅱ区附近,最大竖向位移为126.5cm,最大值的位置与竣工期相比变化不大。由于在较低的应力条件下,筑坝粗粒料的湿化效应较小,导致蓄水期大坝竖向位移比竣工时稍小。蓄水期大、小主应力等值线分布规律与竣工期基本相似,但极值略有减小。第一主应力最大值为2.26MPa,第三主应力最大值为0.89MPa。

竣工期与满蓄期的0+191剖面剪应力水平等值线图见图3与图4,由图3和图4可见,无论竣工期还是满蓄期,绝大部分堆石单元的剪应力水平都小于1.0,没有发生剪切破坏。但在竣工期,堆石体与廊道、覆盖层与防渗墙的交接位置,局部单元剪应力水平较高,有部分单元发生剪切破坏。但其最大值为1.01且范围很小,实际坝体运行是否发生剪切破坏还未知。因该坝还处于设计阶段,故建议附近

区域采用抗剪强度较高的堆石料,并增加观测设备做到实时监控。

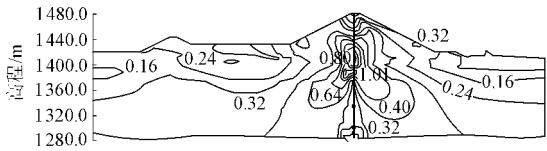


图3 竣工期0+191剖面剪应力水平等值线

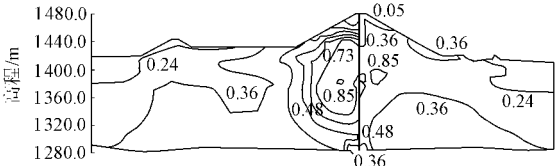


图4 满蓄期0+191剖面剪应力水平等值线

3.2 沥青混凝土心墙的变形和应力

3.2.1 竣工期

由于下游坝坡与覆盖层地基设置了范围较大的铺盖压坡体,使位于坝轴线剖面的沥青混凝土心墙的上下游方向水平位移在河床部位主要指向上游,最大值约为2.0cm;竖向位移最大值为135.78cm(图5);坝轴向水平位移最大值分别为11.2cm和-15.2cm,方向分别由两岸岸坡指向河谷方向。竣工期大主应力和竖向正应力沿不同高程位置基本呈平行分布,且从坝顶向坝基呈现逐渐加大的趋势。心墙第一主应力最大值为2.05MPa,第三主应力均大于零,最大值为1.19MPa,竖向正应力最大值为2.02MPa(图6)。

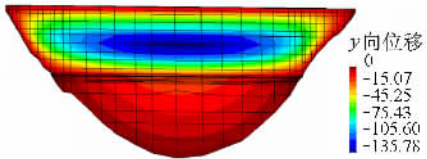


图5 竣工期大坝防渗结构轴线剖面竖向位移等值线(单位:cm)

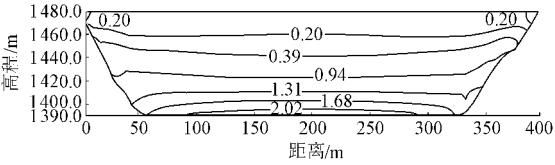


图6 竣工期沥青心墙竖向正应力等值线(单位:MPa)

3.2.2 满蓄期(运行期校核洪水位)

水压作用使坝轴线剖面的上下游方向水平位移进一步向下游方向发展,最大值为50.5cm。与竣工期相比,竖向位移的分布规律相似,数值略有减小,最大值为125.81cm(图7)。坝轴方向位移有所增大,左右岸最大值为12.1cm和-16.2cm,方向由两岸岸坡指向河谷方向。蓄水期大主应力、竖向正应力等值线分布规律与竣工期基本相似。第一主应力最大值为2.09MPa,第三主应力均大于零,最大值为

1.25 MPa,竖向正应力最大值为 2.03 MPa(图 8)。心墙的竖向正应力都大于该处的水压力,心墙不会发生水力劈裂。

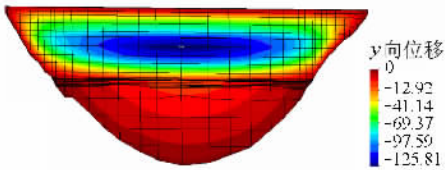


图 7 满蓄期大坝防渗结构轴线剖面竖向位移等值线(单位 :cm)

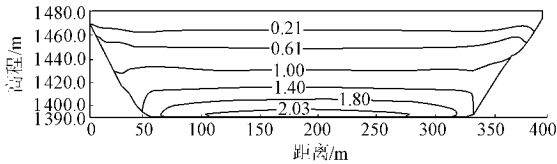


图 8 满蓄期沥青心墙坝轴线剖面竖向应力等值线(单位 :MPa)

无论竣工期还是满蓄期,沥青混凝土心墙单元的剪应力水平都小于 1.0,未发现剪切破坏单元。这是因为沥青混凝土与筑坝堆石料的力学参数比较接近,心墙与过渡层之间没有明显的拱效应现象。

3.3 混凝土防渗墙的变形和应力

3.3.1 竣工期

大坝由于上游铺盖的作用,河床坝轴线剖面的上下游方向水平位移均指向下游,最大值为 1.0 cm,竖向位移最大值为 16.9 cm,均位于河床中央剖面防渗墙顶部。防渗墙基底沉陷量最大值约为 1.6 cm(图 9)。防渗墙第一主应力都为压应力,最大值为 23.77 MPa,第三主应力最大值为 1.24 MPa(图 10)。在左、右两岸的端部,防渗墙存在局部的拉应力区,最大值为 1.24 MPa,在设计混凝土的抗拉强度范围内。

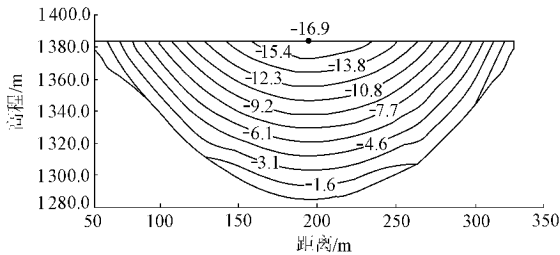


图 9 竣工期防渗墙竖向位移等值线(单位 :cm)

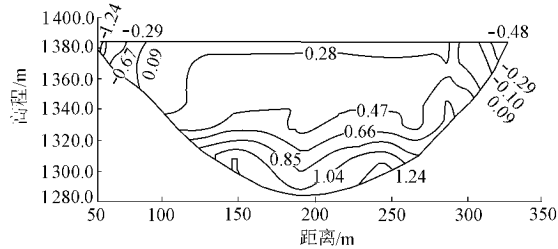


图 10 竣工期防渗墙第三主应力等值线(单位 :MPa)

3.3.2 满蓄期(运行期校核洪水位)

水压作用使坝轴线剖面的上下游方向水平位移进一步向下游方向发展,竖向位移最大值为 14.4 cm(图 11),位于河床中央剖面防渗墙顶部。水库蓄水后,在水压力作用下,防渗墙第一主应力最大值为 21.35 MPa,第三主应力的压应力最大值为 0.72 MPa。左、右两岸对应的防渗墙,局部拉应力区的数值有所加大,左岸最大值为 1.54 MPa,右岸最大值为 1.22 MPa(图 12),但也都在设计混凝土的抗拉强度范围内。

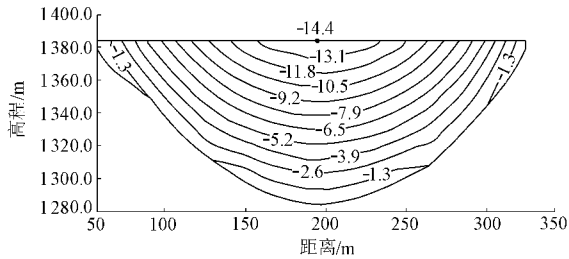


图 11 满蓄期防渗墙竖向位移等值线(单位 :cm)

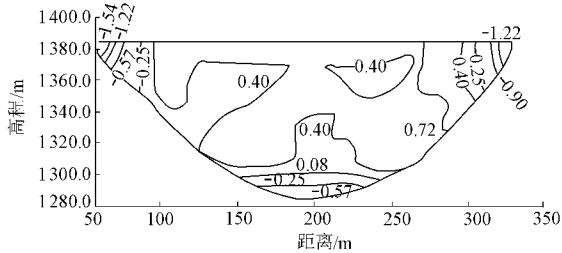


图 12 满蓄期防渗墙第三主应力等值线(单位 :MPa)

3.4 沥青混凝土心墙与混凝土廊道和基座的错动变形

满蓄期大坝防渗结构变形示意图见图 13,可见在沥青混凝土心墙与混凝土廊道之间,位移协调性较好,蓄水期的最大错动变形量仅为 2.9 mm。最大错动变形量不在河床中央,而在防渗墙的两岸接近端头,分析原因可能是由于该位置的防渗墙由于受到两岸的约束,变形较小,而沥青心墙由于材料较软,其变形相对较大。沥青混凝土心墙与两岸混凝土基座之间的错动也较小,最大错动变形量为 13 mm。其值远小于已建的一些工程。例如尼尔基大坝测得心墙与基座最大位错为 35.7 mm,但大坝防渗体系仍运行良好[10]。治勒大坝在‘5.12’汶川地震时测得心墙与基座位错达 56 mm,大坝也运行良好[11]。同时许多试验表

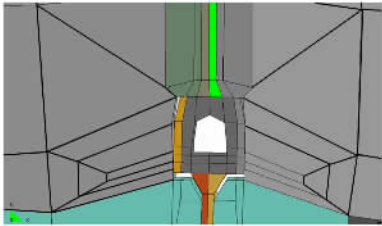


图 13 满蓄期大坝防渗结构变形示意图

明,沥青混凝土具有良好的变形特性,当位错达 80 mm 时仍具有良好的防渗性能。

4 结 论

通过大坝的三维非线性有限元静力分析,可以得到以下结论:

a. 与坝址地形条件相适应,计算大坝的位移分布规律基本合理,竣工期与满蓄期大坝坝体的应力与变形也基本合理。

b. 沥青混凝土心墙竖向应力最大值为 竣工期为 2.02 MPa,满蓄期为 2.03 MPa 时心墙不会发生水力劈裂,其应力水平小于 1.0,不会发生剪切破坏。

c. 由于沥青混凝土在外荷载作用下的体积变形较小,且是一种典型的剪胀性材料,使沥青混凝土心墙与河床中央混凝土廊道和两岸混凝土基座之间的错动变形较小,与已建工程和试验值相比,大坝防渗体系安全度较高,不会发生大规模渗漏甚至垮坝等重大安全事故。

综上所述,黄金坪水电站大坝坝体设计合理。同时沥青混凝土心墙堆石坝各项条件优越,在将来水电站坝型选择中具有较大的竞争能力。

参考文献:

[1] 朱晟,闻世强.当代沥青混凝土心墙坝的进展[J].人民

长江,2004,35(9):9-11.
[2] 夏万洪,魏星灿,杜明祝.冶勒水电站坝基超深厚覆盖层 Q3 的工程地质特性及主要工程地质问题研究[J].水电站设计,2009,25(2):81-87.
[3] 余学明.冶勒水电站坝基防渗处理设计[J].水力发电,2004,30(11):46-49.
[4] 刑丁家.深厚覆盖层渗透系数三种测定方法的对比分析:以下坂地水库坝址覆盖层为例[J].水文地质工程地质,2004(2):88-89.
[5] 宋文搏,焦振华,濮声荣.坝基深覆盖层的勘察与防渗处理:下坂地水库坝基覆盖层勘察[J].陕西水利水电技术,2007(2):47-53.
[6] ESU E O, OKEREKE C S, EDET A E. Geotechnical characterisation of obudu damsite, obudu, south-eastern nigeria [J]. Engineering Geology, 1996, 42: 285-299.
[7] 党发宁,谭江.深覆盖层上土石坝三维有限元应力应变分析[J].西北水电,2007(2):70-73.
[8] YU Yu-zhe, XIE Li-quan, ZHANG Bing-yin. Stability of earth-rockfill dams: influence of geometry on the three-dimensional effect [J]. Computers and Geotechnics, 2005, 32: 326-339.
[9] 傅少君,陈胜宏.瀑布沟堆石坝防渗体自适应有限元分析[J].岩土力学,2006,27(3):499-504.
[10] 徐岩彬,刘天鹏,陈坤孝.尼尔基主坝安全监测资料分析[J].东北水利水电,2009(10):34-35.
[11] 朱志坚.汶川大地震后冶勒水电站大坝地震监测仪器监测成果分析[J].四川水利,2009(2):43-48.

(收稿日期 2010-11-08 编辑 方宇彤)

· 简讯 ·

第八届全国泥沙基本理论研究学术讨论会将在南京召开

我国海岸线长达 1.8 万 km,入海河流众多,河口海岸地区泥沙运动不仅受河流径流驱动,还受波浪潮汐和沿岸流的作用,影响因素众多,情况十分复杂,问题突出,是具有理论研究潜力和实际应用价值的领域。为了适应沿海地区社会经济建设发展的需要,由中国水利学会泥沙专业委员会主办,水文水资源与水利工程科学国家重点实验室、河海大学、南京水利科学研究院承办的第八届全国泥沙基本理论研究学术讨论会将于 2011 年 11 月 7—9 日在南京召开。会议以“河口海岸与河流演变”为主题,将总结近年来我国在泥沙基本理论研究方面取得的新成果,进一步促进泥沙学科发展。会议议题有:①河口海岸泥沙。包括河口海岸动力与泥沙运动,沿海开发与海岸演变,河口海岸泥沙与生态,河口治理及港口航道整治。②泥沙输移规律。包括流域侵蚀、沉积、搬运过程,河流泥沙运动规律,河床演变及河道整治。③工程泥沙、模拟理论与试验技术。包括港口及水利枢纽泥沙,涉河建筑物冲刷及防护,水沙数值模拟理论与技术,水沙试验及量测新技术,其他工程泥沙问题。④环境生态、资源泥沙。包括泥沙与污染治理,泥沙与生态保护,疏浚吹填及泥沙循环利用,泥沙资源化。⑤泥沙灾害与防护。包括水土流失及治理措施,泥石流、滑坡发生机理与治理措施,河流泥沙灾害及治理措施。

(本刊编辑部供稿)