小浪底水利枢纽设计若干问题的研究与实践

林秀山

[摘要] 黄河小浪底水利枢纽是以防洪、防凌、减淤为主，兼顾供水、灌溉、发电的多目标兴利工程，是黄河下游治理的控制性骨干工程。枢纽坝高 160 m，水库总库容 126.5 亿 m^3，枢纽按千年一遇洪水 40 000m^3/s 设计，万年一遇洪水 52 300 m^3/s 校核；按水库减淤排沙运用要求，在非常死水位 220m时枢纽总泄流能力不小于 7 000 m^3/s。由于设计条件的高标准且自然条件复杂，使工程设计和建设面临一系列的挑战性技术课题，诸如大坝深覆盖层处理、导流洞改建的多级孔板消能泄洪洞、大跨度地下厂房、无粘结预应力混凝土衬砌等，都是开拓性的设计研究与实践。小浪底工程的成功建设，融汇了我国广大水利水电工程技术人员的心血，也从一个侧面反映了我国水利水电事业的蓬勃发展。

1 小浪底工程建设揭开了黄河治理新篇章

小浪底水利枢纽位于黄河中游最后一个峡谷的出口，上距三门峡大坝 130 km,向下俯视黄、淮、海平原，控制黄河流域总面积的 92.3%，控制黄河花园口以上天然径流总量的 92%及近 100%的黄河输沙量，是治理黄河下游的控制性骨干工程。设计水库最高运用水位 275 m，回水直到三门峡坝下，水库总库容 126.5 亿 m^3。按照合理拦排、综合兴利的工程规划思想,确定枢纽的开发目标是"以防洪(包括防凌)、减淤为主,兼顾供水、灌溉和发电，蓄清排浑，除害兴利，综合利用"。小浪底水库按千年一遇洪水设计，万年一遇洪水校核，规划水库防洪库容 40.5 亿 m^3,调水调沙库容 10.5 亿 m^3，防洪库容和调水调沙库容共 51亿 m^3 为长期有效库容，汛期用以削减洪峰和调节水沙，非汛期用以调节径流和控制凌汛期的下泄流量。其余 75.5 亿 m^3 为淤沙库容，拦截上游的来沙（主要是粗颗粒泥沙），减少下游河床的淤积。小浪底水利枢纽已于 1997 年 10 月实现大河截流,2000 年元月首台机组并网发电,2000 年初小浪底水库已参与防凌运用，黄河下游的凌汛威胁将从此基本解除。小浪底水电站总装机容量 1 800 MW，多年平均发电量 51亿 kW·h,是系统中理想的调峰电站。从 2000 年 5 月底开始，小浪底水电站牺牲发电效益，向下游补水 12 多亿 m^3，极大地缓解了豫、鲁两省沿黄地区的严重旱情。从长远来说，小浪底水库平均每年可增加调节径流量 17亿 m^3，从而大大提高了下游引黄灌溉的用水保证率。同年 6 月底，小浪底大坝已提前填筑至设计坝顶高程 281 m，汛期水库已具备防御千年一遇洪水的

除注明外，本文集作者单位均为黄河水利委员会勘测规划设计研究院。

需要全本请访问 www.ertongbook.com

能力，2000 年汛期黄河如发生 40 000 m^3/s 的千年一遇洪水，小浪底和三门峡、故县、陆浑水库联合调度，可使花园口的流量不超过 20 000m^3/s（现设防标准为 22 000 m^3/s），小浪底水库最高洪水位为 235 m。水库运用的前 3 年，汛期为滞洪拦沙运用，并利用调控库容调水调沙集中下泄超过 2 000 m^3/s 的清水，这将有利于恢复现已严重萎缩的下游主河槽。大约 3 年以后，水库汛期运用水位将随着水库淤积的发展逐渐抬高，并大约在 30 年运用期内拦沙 100 亿 t，相当于使下游河床至少 20 年不淤积抬升，以体现水库拦沙减淤效益。综上所述，小浪底水利枢纽的兴建无疑将揭开黄河开发治理的新篇章，成为治黄的里程碑工程。

2 枢纽的设计条件及枢纽建筑物总布置特点

2.1 枢纽的主要设计条件

(1)枢纽按千年一遇洪水 40 000 m^3/s 设计，万年一遇洪水 52 300 m^3/s 校核，水库校核洪水位同水库最高运用水位为 275 m，要求枢纽总泄流能力不小于 17 000 m^3/s。

(2)枢纽设计水平年 2000 年多年平均入库径流量 277.1 亿 m^3，多年平均输沙量 13.23 亿 t，汛期入库沙量占总来沙量的 99%，汛期入库径流平均含沙量将可能为 80 ~ 100 kg/m^3。泥沙集中在汛期随三门峡以上的暴雨洪水入库，坝址实测最大含沙量达 941 kg/m^3（1977 年 8 月 7 日）。水库淤积库容淤满后，坝前最高淤积面高程将达 254 m。

(3)黄河由西向东流过小浪底坝址，河床覆盖层最深达 70 余米。坝址区为二叠纪和三叠纪沉积的砂岩、粉砂岩和粘土岩交互地层。岩层以 10°左右的缓倾角倾向北东，并含有连通性很好、摩擦系数为 0.2 ~ 0.25 的泥化夹层。岩体断裂构造及节理裂隙发育，横穿坝下的 F_1 及左岸 F_{28}、F_{236}、F_{238} 等大断层均与枢纽建筑物有密切关系。左岸山体由于沟道切割形成了单薄分水岭，水库蓄水后存在稳定问题。近坝区右岸包括右坝肩有多处大的滑坡和倾倒变形体，坝址区基本地震烈度为 7 度，世行专家建议应考虑发生 6.25 级水库诱发地震的可能。

(4)按水库减淤排沙运用要求，在非常死水位 220 m 时枢纽总泄流能力不小于 7 000 m^3/s。

2.2 枢纽建筑物总体布置的特点

(1)挡水建筑物为设计坝高 154 m（实际坝高 160 m）、总体积 5 185 万 m^3、坐落在深厚覆盖层上且带有内铺盖的斜心墙堆石坝，是我国壤土心墙第一高坝。

(2)枢纽采用隧洞导流并以隧洞群为主的永久泄洪方案。9 条泄洪洞总泄流能力为 13 500 m^3/s，占枢纽总泄流能力的 78%，其中 3 条泄洪洞是由直径 14.5 m 的导流洞改建而成的多级孔板消能泄洪洞。

(3)采用以地下厂房为核心、典型三洞室布置的引水发电方案，电站装设 6 台 300 MW 的水轮发电机组。

(4)泄洪、引水发电及灌溉建筑物均布置在左岸，16 条隧洞的进口采用集中布置的方案，以策互相保护防止泥沙淤堵，从而形成了高 113 m、前缘宽度 276 m 的进水塔群，塔后形成了高 120 m、平均坡度 1:0.3 的岩石开挖高边坡。9 条泄洪洞和开敞式溢洪道采用出口集中消能方式，设置了大型综合消能水垫塘。

3 枢纽关键技术问题的研究与实践

3.1 枢纽大坝的设计思想及设计要点

根据小浪底坝址区的地形地质条件、丰富的土石资源和施工总进度安排，经过多方案比较，大坝设计为带内铺盖的壤土斜心墙堆石坝（见图 1），并将截流戗堤、枯水围堰、拦洪主围堰和主坝构成一个有机的整体。设计坝高 154 m，坝顶长 1 667 m，总体积 5 185 万 m^3。大坝有 400 多米坐落在河床深覆盖层上，其斜心墙下设厚 1.2 m 的混凝土垂直防渗墙，防渗墙向下截断深厚覆盖层嵌入基岩 1～2 m，向上插入心墙 12 m，形成主防渗线。厚 6 m 的人工掺砾土内铺盖连接壤土斜心墙和主围堰壤土斜墙，随着水库淤积的发展将形成天然铺盖作为大坝的辅助防渗线。大坝采用分区设计，并尽可能多地利用枢纽建筑物的开挖料填筑坝体。左岸单薄山体视为大坝的延伸进行防渗、排水和填沟压戗稳定处理。根据世行专家的建议，校核了大坝在 8 度地震烈度及发生距震中 10 km、6.25 级水库诱发地震工况下的动力稳定，并根据分析在大坝下游坝坡 155 m 高程设置了 80 m 宽的压戗，以防止砂卵石地基液化影响下游坝坡的稳定。对于横穿坝下的顺河向 F_1 大断层采用混凝土板封闭、固结灌浆、5 排加强帷幕灌浆以及在反滤、过渡料和堆石体底面设置反滤保护等措施，进行了重点加固处理。在大坝的设计中还采用了一系列先进的施工工艺，诸如 GIN 帷幕灌浆技术、龙口段高压旋喷灌浆防渗技术、混凝土防渗墙槽口段平接技术、左岸坝脚坡积洪积物地基采用旋喷灌浆桩加固技术等。大坝设置了渗压计、沉降仪、测斜管、土压力计等共 487 支原型观测仪器和大量的位移测点，关键的原型观测仪器用 MCU 和计算机联网，可进行数据的自动采集和分析。

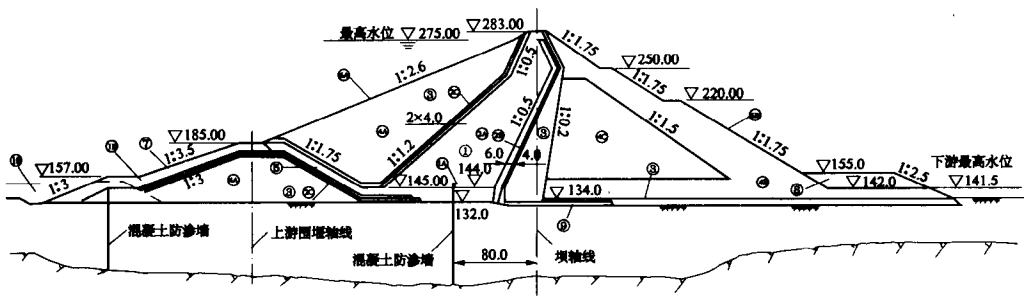

图 1 壤土斜心墙堆石坝结构（单位：m）

① ⑪粘土 ⑪A高塑性粘土 ②A下游第一层反滤 ②B下游第二层反滤 ②C反滤 ③过渡料 ⑭A⑭B⑭C堆石 ⑤掺合料 ⑥A⑥B⑥C护坡块石 ⑦堆石护坡 ⑧石渣 ⑨回填砂卵石 ⑩上游铺盖

3.2 进水口防止泥沙淤堵问题的研究

根据大量的模拟泥沙输移的浑水水力学模型试验及不同的枢纽总布置方案比较，防止进水口泥沙淤堵的设计要点如下：

(1)所有泄洪排沙及发电、灌溉引水口分 10 个进水塔集中布置在左岸风雨沟内，形成了侧向引水条件。从大坝的上游坝脚起修高程为 250 m 的引水导墙，将高含沙洪水平顺

地导引至进水塔群前。10 座进水塔一字形排列，高含沙洪水将在风雨沟内形成一个逆时针向的回流。16 个进水口从平面及立面上错落有致地做了精心的布置。孔板消能泄洪洞和排沙洞共 6 个洞的进口相间布置在 175 m高程，发电引水口布置在 190 ~ 195 m 高程，并直接位于排沙洞进口上方，3 个明流洞进口分别位于 195 m、209 m 和 225 m 高程，开敞式溢洪道进口高程为 258 m，从而形成了底部泄洪排沙、中间引水发电和上部泄洪排漂的总格局。如此布置有利于在进水塔前形成以 175 m高程为底缘的进口冲刷漏斗，漏斗的前坡为 1:3.3。

(2)在汛期一般来水情况下轮流开启排沙洞保持至少 100 ~ 200 m^3/s 的泄流，以防止泥沙在进水塔前大量落淤。

(3)在进水塔前设置淤积高程监测仪器，并设置高压水枪，如由于水流淘刷、水库诱发地震等原因造成漏斗坍塌封堵进水口时，可由高到低分层泄流，并用高压水枪冲刷淤堵泥沙开启 闸门。

(4)汛期非泄洪时所有泄洪洞均由事故门挡水，事故门的启闭容量考虑了 20 m 的附加泥沙压力。发电引水口设置双层拦污栅，并配有清污设备。拦污栅上设置了压差监测仪。

以上设计措施可望有效地解决进口泥沙淤堵问题。

3.3 孔板消能泄洪洞的研究与实践

小浪底水利枢纽的兴建使水库上下游形成了 140 m 的落差，最大泄流量 13 990 m^3/s。基于水库排沙减淤的运用方式，必须以具有深式进水口的隧洞泄洪为主，因此高速水流的处理是枢纽设计的关键技术难题。鉴于泄洪引水建筑物集中布置在左岸单薄山体，进水塔的布置又受断层 F_{28} 的限制，建筑物布置的空间很有限。按百年一遇导流标准要求最大泄流能力近 9 000 m^3/s 的导流洞将占据很大的空间，从地形地质条件来看也只适合于布置在左岸，于是围绕导流洞的重复利用进行泄洪方式的选择就成为枢纽建筑物总体布置的核心。

导流洞贴近原河床布置，要利用导流洞作为永久泄洪洞泄洪，最大水头达 140 m。如抬高进口改建为明流泄洪洞，最大流速达 48 m/s，这样的高速含沙水流的水力学问题远远超出了工程实践的范围。我们也研究过改造成压力泄洪洞的方案，即抬高进口，在出口设弧形工作闸门，采用钢板衬砌或复合衬砌以防止高压水外渗影响单薄山体的安全。但这种衬砌结构非常复杂，不仅造价高，而且建设工期长，质量也难保证。此外，我们还研究过进口大圆塔方案，在圆塔内对冲加水垫消能后由与塔体相连的原导流洞泄水至下游。

设计人员经过长期的研究与论证，突破常规，开创性地推荐了多级孔板消能泄洪洞方案。该方案的要点是抬高进口，按三倍洞径的间距设三级孔径比分别为 0.689、0.724、0.724 的孔板环，然后在洞内设偏心铰弧形工作闸门控制室。水流在洞内由于孔板环的突缩和突扩形成剪切流消煞能量，然后经弧形工作门孔射流至下游以壅水明流方式入消力塘。三级孔板共可消煞 50 多米水头，工作门孔最大平均流速 33 ~ 35 m/s，一般为 30 m/s左右。

在大量模型试验及碧口中间试验的基础上，2000 年 4 月底，1 号孔板消能泄洪洞进行了水力学过流原型观测试验，就长期以来国内外专家十分关注的孔板洞消能效果、水流空

化、脉动水流诱发衬砌结构及围岩的振动、中闸室出口水流的掺气及空腔负压、闸门开启过程的流激振动以及孔板环、衬砌结构应力等进行了现场测试。试验水库水位 210.2 m，试验历时 24 h，试验过水流量 1 200～1 300 m^3/s。6月初召开了专家咨询会，对原型观测的试验成果进行了认真的咨询、分析和讨论。专家认为，这次原型观测取得了重要的有科学价值的成果，对长期有争议的孔板泄洪洞洞内消能方式主要问题有了明确或比较明确的结论。认为孔板洞有压段内时均压强及脉动压力的原型观测结果和模型试验的相应成果符合良好，三级孔板总消能率 46.6%。闸门全开时 2 号、3 号孔板处于弱空化状态，部分专家认为根据这次原型观测结果估计在高水位 250 m 时也不致出现强烈空化。 1 号孔板洞泄流诱发山体振动的最大加速度只有 4.91 cm^2/s，基本上属无感振动。估计在高库水位时 3条孔板洞同时泄洪，也只会诱发很微弱的山体振动。隧洞衬砌结构有充分安全储备。闸门局部开启时只有轻微振动。认为这些原型观测成果对指导小浪底孔板泄洪洞的安全运行有重要意义，对推广导流洞改建成永久泄洪洞及孔板消能形式也有重要参考价值。

3.4 水电站地下厂房的研究与实践

小浪底水电站安装 6×300 MW 混流式机组，设计水头 112 m，单机最大过流量 300 m^3/s。在小浪底轮廓设计和初步设计中曾分别推荐引水式地面厂房和半地下式厂房方案，在初步设计优化中推荐采用了以地下厂房为核心的引水式布置方案。厂房跨度 26.2 m，长 251 m，最大开挖深度 61.4 m。根据有限元及模拟开挖支护的地质力学模型试验成果，并通过工程类比，设计采用了包括顶拱在内的喷锚柔性支护作为永久支护和岩壁吊车梁方案，选择了支护参数。鉴于顶拱围岩存在有连续的泥化夹层，在顶拱部位除设置长 8 m/6 m、孔距 3 m、相间布置的系统张拉锚杆及厚 20 cm 的挂网喷混凝土外，以排距 6 m、间距 4.5 m，布设了 324 根 1 500 kN、长 25 m 的双层保护预应力锚索。 61 m 高的开挖直立边墙采用长 10 m/8 m、间距 3 m 相间布置的系统张拉锚杆和 20 cm 厚喷混凝土，在泥化夹层部位设两排长 12 m、500 kN 的预应力锚杆。施工期收敛计所测顶拱最大位移 17 mm，边墙最大位移 24 mm 。地下厂房的岩壁吊车梁的设计荷载 1 000 t，经实际超静载 25%及超动载 10%的试验，证明工作状态良好。小浪底地下厂房是我国在沉积岩地层条件下最大的地下厂房，在如此地质条件下建造以柔性支护作为永久支护、采用岩壁吊车梁的大跨度地下厂房属国际先进水平。

3.5 排沙洞无粘结后张预应力混凝土衬砌结构的研究与实践

小浪底排沙洞在枢纽中担负泄洪排沙及径流调节的任务。设计为压力洞，进口高程 175 m 每条洞 6个进口直接位于发电引水口的下方，然后合为一条直径 6.5 m 洞，出口设可以局开运用的偏心铰弧形工作闸门。最高设计水头为 120 m，单洞最大过流能力 675 m^3/s，控制最大泄流不超过 500 m^3/s，以保证洞内最大流速不超过 15 m/s。

压力式排沙洞最令人担心的是高压水外渗影响左岸山体的稳定，因而排沙洞衬砌结构的选择是一个关键技术难题。在小浪底初步设计中，曾研究比较过钢板衬砌方案、灌浆预应力方案，并最后引进了有粘结的后张预应力混凝土衬砌技术作为推荐方案。工程开工后，根据承包商的建议和由业主组织的专家论证，以无粘结后张预应力混凝土衬砌结构方案作为替代方案，由黄委会勘测规划设计研究院承担了该方案的设计任务，编制了施工

需要全本请访问 www.ertongbook.com

技术规范，并付诸施工。该方案的设计要点如下：

(1)在帷幕前排沙洞采用普通钢筋混凝土衬砌，帷幕后采用无粘结后张预应力混凝土衬砌结构，3条排沙洞预应力衬砌段共长约2 000 m。

(2)在一般Ⅲ类围岩条件下预应力段设计混凝土衬砌厚度为0.65 m，在断层破碎带预应力衬砌圈的外层另设厚度为0.60 m的普通钢筋混凝土衬砌圈。采用二级配C40混凝土，混凝土浇筑段长12.05 m。

(3)每束无粘结预应力锚索由8根公称直径为15.7 mm的钢铰线组成，钢铰线标准强度为1 860 MPa。锚索全长涂0.5 mm厚的防腐油脂，并用1.5 mm厚的聚乙烯套管保护。无粘结预应力锚索在混凝土衬砌中采用双圈缠绕布置，两层的净间距为13 cm，相邻锚具槽中心距0.5 m，在起拱线以下按90°/120°两种方式分两排对称布置。锚具槽长1.54 m，宽0.28 m，深0.25 m，锚索张拉锁定后用无收缩混凝土回填锚具槽。

实践证明，无粘结后张预应力混凝土衬砌有预应力效率高、施工方便、投资省等优点。小浪底排沙洞已投入泄流运用1年多，工作状态良好，经蓄水安全鉴定认为这是一项成功的设计。它填补了我国利用这项技术的空白，而且有广阔的使用前景。

小浪底大坝的设计特点及施工新技术

林秀山　　沈凤生

［摘要］小浪底水利枢纽 154 m 高的土石坝坐落在厚达 70 余米的砂卵石覆盖层上，大坝防渗措施的选择是大坝设计的核心，反滤设计是保证防渗安全和有效的关键。大坝的斜心墙与混凝土防渗墙作为坝基防渗的第一道防线，上游围堰下游坡设置的上爬式内铺盖与坝前淤积形成的天然铺盖相连，作为坝基防渗的第二道防线，充分体现了利用黄河多泥沙特点的设计思想。大坝主防渗墙厚 1.2 m,最大造墙深 84 m ,总截水面积 21 500 m^2，是目前国内最深厚的混凝土防渗墙工程。施工中大量采用新技术、新方法。设计和施工均代表了当代碾压式土石坝的发展水平。

1　前言

作为小浪底水利枢纽挡水建筑物的斜心墙堆石坝已于 1999 年 10 月蓄水正式投入运用，现最高蓄水位接近 210 m,蓄水约 18 亿 m^3.

小浪底大坝为坐落在深覆盖层上的壤土斜心墙堆石坝（图 1）,设计坝高 154 m ,实际坝高 160 m ,坝顶长 1 667 m ,总填筑方量 5 185 万 m^3 ,就其体积来说堪称中国第一大坝,也是目前国内最高的壤土心墙堆石坝。

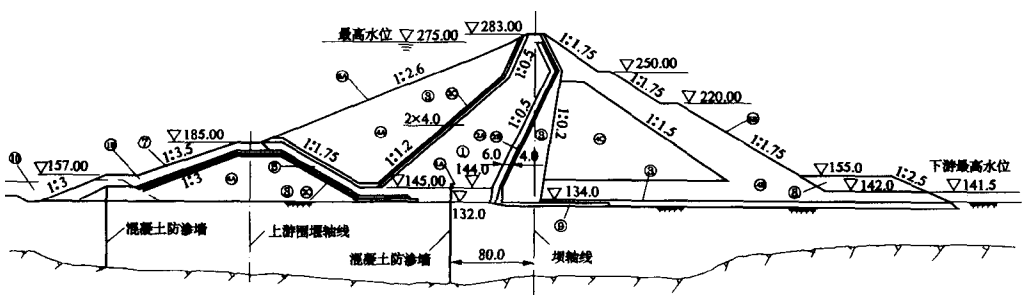

图 1　小浪底壤土斜心墙堆石坝横剖面示意图（单位：m）

①⑱粘土　⑪高塑性粘土　㉑下游第一层反滤　㉒下游第二层反滤　⑳反滤　③过渡料　④④B④C 堆石　⑤掺合料　⑥⑥B⑥C 护坡块石　⑦堆石护坡　⑧石渣　⑨回填砂卵石　⑩上游铺盖

2　大坝的设计条件

(1)大坝坝基沿坝轴线约有 420 m 坐落在砂卵石覆盖层上，覆盖层一般深 30 ~ 40 m,

最深达 70 余米。在覆盖层中夹有连续的、厚度约 20 m 的粉细砂层及粉细砂透镜体。

(2)坝基岩石为砂岩和粘土岩互层，分布有大小 10 多条顺河向断层，其中断距约 200 m 的 F_1 断层将河床基岩分为二叠纪（南侧）和三叠纪（北侧）两个不同的地质年代。岩层呈缓倾角 6°～16°倾向北东，也即倾向下游和倾向北岸。在岩层中含有摩擦系数 f 值仅为 0.2～0.28、C 值为 0.005 MPa 的泥化夹层。

(3)在坝轴线附近的河床深槽右侧有一个高约 45 m 的基岩陡坎，平均坡度 1∶0.3;在靠近左岸防渗帷幕线附近是较疏松的坡积和洪积覆盖层，下伏有呈反坡状被称为“老虎嘴”的岩石陡坎。

(4)右坝肩东坡滑坡体体积约 90万 m^3,需要挖除或处理;大坝轴线上游 2～3 km有体积分别为 1 100 万 m^3 和 410 万 m^3 的两个大滑坡体；左岸山体为相对单薄的分水岭。

(5)根据我国规范要求，大坝按 8 度地震设防；按世行专家建议，应校核震中距 10 km、发生 6.25 级水库诱发地震时大坝的动力稳定。

(6)施工导流按百年一遇洪水标准设计，并随着坝体的升高将主坝的拦洪标准提高至 300 年一遇和 500年一遇。

(7 拦沙减淤是小浪底水库的一项主要功能和效益。水库将有 75.5 亿 m^3 的淤沙库容,最高淤积高程达 254 m。

3 小浪底大坝的设计特点

3.1 大坝防渗设计

根据世界大坝协会的统计资料，38％的土石坝破坏是由渗漏和管涌引起的，30％是由于地基破坏引起的，因而对于小浪底这样的高土石坝来讲，防渗设计是大坝设计的关键。基于上述设计条件，经过多方案的论证和比较，选择大坝的设计剖面如图 1 所示，根据坝体各部分的功能进行了坝的分区设计，共采用了 17 种坝料。大坝的防渗设计具有如下特点：

(1)选择壤土斜心墙堆石坝坝型，以垂直防渗为主；大坝斜心墙防渗轴线位于坝轴线上游约 80 m ，以尽量避开右岸覆盖层下部高达 45 m 的基岩陡坎的影响，从而也可获得较好的心墙应力状态。在覆盖层深槽部位采用混凝土防渗墙，墙厚 1.2 m,下部嵌入基岩 1～2 m 上部插入心墙 12 m ；在心墙和基岩接触的部位铺设厚 1 m 的钢筋混凝土盖板，在盖板的保护下进行固结灌浆和帷幕灌浆。左右两岸在灌浆帷幕下游设排水幕。

(2 截流戗堤、枯水围堰是主围堰的一部分，主围堰是大坝的一部分。主围堰采用斜墙剖面，通过内铺盖将心墙和主围堰的斜墙连接起来，利用坝前的淤积形成天然铺盖，作为大坝的辅助防渗线。主围堰施工期在右岸滩地部分用水平铺盖和塑性混凝土防渗墙，龙口段用高压旋喷灌浆防渗幕拦截上游覆盖层的渗水。实践证明，这样的设计节省了工程量，有利于抢赶截流后的施工进度，同时也改善了斜心墙的应力条件，提高了上游坝坡的静、动态稳定性。

(3)将左岸单薄山体视为大坝的延伸。将大坝防渗线向左岸延伸约 1 km,在地表 235 m 高程灌浆廊道和 170 m 高程灌浆廊道分别进行帷幕灌浆，形成完整的防渗幕体。在防渗幕下游设排水幕。对于左岸单薄的山体断面进行堆渣压戗以保证蓄水后山体的稳定。

(4)采用掺有人工轧制料、级配良好、可适应机械化施工的宽厚反滤体。大坝心墙料与相邻的材料之间均用精心设计的反滤料过渡以保证渗透稳定。斜心墙下游侧设粒径范围为 0.1～20 mm 及 5～60 mm 、宽分别为 6 m 及 4 m 的反滤层，上游侧设粒径范围 0.1～60 mm、宽为 4 m 的混合反滤层。反滤体与堆石体之间设最大粒径不超过 250 mm 的过渡料区。

3.2 其他特殊的设计考虑

3.2.1 挖除坝基表砂层

坝基砂卵石 132 m 高程以下为上更新统（Q_3)冲积砂卵石层,经过 30 m 以上盖重的预压比较紧密。132 m高程以上为全新统（Q_4）近代河流冲积的较疏松的砂卵石、粉细砂层。对易发生液化的表砂层及 Q_4地层予以全部挖除。

3.2.2 设置下游坝坡压戗

大坝按设防 8度地震、0.215 g 的地震加速度进行了动力稳定性分析，并按 6.25 级的水库诱发地震、0.5 g 的地震加速度进行了稳定性复核。分析研究结果显示，在大坝下游坝脚附近的砂卵石地基中有液化破坏的可能。为保证大坝的稳定，在下游坝脚以外设置了宽 80 m 的石渣压戗，按上覆有效压力不小于 0.2 MPa计，压戗顶部高程为 155 m。这样将坝基的液化区推向压坡坡脚下游，可确保大坝在地震情况下的稳定和安全。

3.2.3 精心处理 F_1顺河向大断层

在心墙和反滤底部的 F_1 断层带及其两侧影响带宽约 30 m 的范围内设置 1 m 厚的钢筋混凝土盖板，并设错开布置的纵横缝和止水。混凝土盖板下布设间距 3 m × 3 m、孔深 10 m的固结灌浆孔。在帷幕与断层带交会的地段加密布置 5 排深孔帷幕灌浆孔，深度与大坝防渗帷幕协调一致。

3.2.4 用旋喷灌浆加固左岸沟口洪积坡积基础

位于主坝混凝土防渗墙轴线附近的左岸岩石局部呈反坡和陡坡（俗称“老虎嘴”），邻近覆盖层为疏松的坡积和洪积土的交会，如处理不当可能使心墙产生裂缝或心墙土料与岸坡基础接触错动和渗流破坏。经反复研究，最终采用对“老虎嘴”部位的岩石反坡和邻近砂卵石覆盖层高压旋喷灌浆加固措施，槽孔混凝土防渗墙一直打到岸边，消除了隐患。

4 大坝施工采用的新技术

4.1 混凝土防渗墙施工

小浪底大坝建在最大深度 70多米的砂卵石覆盖层上，其混凝土防渗墙深度、墙体厚度和混凝土强度均在国内首屈一指。

4.1.1 横向槽孔塑性混凝土保护下的平板式接头新技术

主坝混凝土防渗墙施工采用了具有国际先进水平的混凝土防渗墙施工新技术，即横向槽孔填充塑性混凝土保护下平板式接头新技术，克服了高标号混凝土（35MPa)防渗墙接头孔施工困难的缺点，仅用 93 天即完成截水面积达 5 085.7 m^2 的混凝土防渗墙的施工。该项技术槽孔开挖采用钢缆式抓斗、重锤和液压铣槽机（又称双轮铣）等先进设备。钢缆式抓斗主要担负覆盖层开挖，直接抓挖成槽。液压铣槽机担负基岩和混凝土开挖，并

进行测斜和纠偏、清孔换浆等工作。重锤在开挖中起辅助作用，在覆盖层开挖遇大孤石时，或大块基岩开挖中均用重锤先砸碎或砸裂，然后用抓斗或双轮铣完成开挖。配套有泥浆设备、循环除砂系统等一套先进的设备，使整个槽孔的开挖效率大为提高。混凝土浇筑仍为水下直升导管法，但采用混凝土拌和车直接入仓，简化了工艺，提高了浇筑速度。泥浆采用法国产优质膨润土制成，密度为 1.0～1.1 g/cm^3。

接头形式见图 2。在施工中先按预定位置施工横向槽孔（与混凝土防渗墙轴线垂直),浇筑塑性混凝土,然后施工Ⅰ序槽孔浇筑墙体混凝土。Ⅱ序槽开挖后，用双轮铣将已达到一定强度的Ⅰ序槽混凝土自上而下铣掉 10 cm 厚,露出新鲜混凝土,再浇筑Ⅱ序槽混凝土，连接成墙。这样的接头形式，墙体连续性好，两期混凝土结合紧密，上下游还有 0.8 m 厚的混凝土保护，保证了接头缝的抗渗性能。

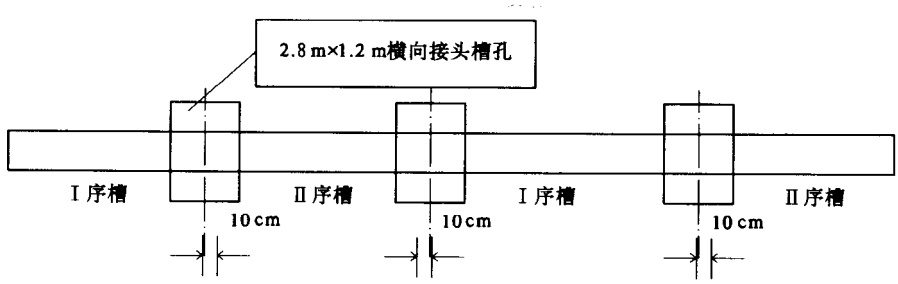

图 2　横向槽孔塑性混凝土保护下平板式接头混凝土防渗墙施工简图

4.1.2　上游围堰主河槽旋喷灌浆造墙新技术

上游围堰主河槽防渗墙采用高压旋喷灌浆造墙新技术。由于墙体设计标号低，不易用取芯样试验来检查成墙质量，只能用严格的工艺控制措施来予以保证。高压旋喷灌浆采用二重管法，其钻机、高压泵和旋喷灌浆机是目前国际上较先进的设备。性能稳定、自动化程度高，配有多功能钻灌记录仪，可适时观察和记录钻灌中的各种参数。根据旋喷灌浆机械设备的性能，通过现场单桩和围井试验及挖坑检验确定施工工艺和各种技术参数，从而在设计桩间距为 1 m 的情况下，保证桩体成桩直径不小于 1.2 m。施工时严格控制钻孔的偏斜率以保证墙体的连续性，控制浆液配比、压力和钻杆提升速度以确保墙体强度和抗渗性。共完成钻孔进尺 11 562 m，旋喷进尺约 10 075 m,形成墙体面积 9 897 m^2。

4.2　稳定浆液及 GIN 法灌浆技术

4.2.1　稳定浆液灌浆

在小浪底工程中，大范围（全部帷幕灌浆）使用了浓度较高的、具有单一配比的稳定浆液进行帷幕灌浆，并取得了成功，在全国尚属首次。该方法主要有如下优点：

(1)浆液配比单一、配制工艺简单，减少了浆液变换等人为影响，有利于浆液的质量控制。

(2)稳定浆液凝聚力小，流动性好，水泥颗粒沉降速度慢，不会过早堵塞裂隙，故具有良好的可灌性。

(3)稳定浆液中水泥含量高，密度大，水泥结石强度高。

采用的稳定浆液配合比如表 1。

表 1　稳定浆液配合比

水灰比	膨润土(%)	RC-M 减水剂(%)
0.7:1	2.0	0.6

灌浆方法采用了小口径(56 ~ 69 mm)钻进、孔口封闭、自上而下孔内循环的灌浆工艺。从成果资料和检查结果分析，工程质量满足设计要求，说明在小浪底工程中采用稳定浆液进行帷幕灌浆是完全可行的。

4.2.2　GIN 法灌浆

GIN法灌浆是目前国际上推广十分迅速的一项新的灌浆技术。GIN(Grouting Intensity Number)即灌浆强度值，等于灌浆段上最终的灌浆压力和单位灌浆段上浆液灌注量的乘积，其含义为单位灌浆段上消耗的能量。在灌浆施工中，选取合适的 GIN 值，并在各灌浆段上基本保持一致，即可形成一道大致相同的防渗帷幕。由于在灌浆过程中保持 GIN 为常数，就可以对宽大的裂隙限制其灌注量，而对可灌性较差的细微裂隙提高灌浆压力，既避免了导致地面抬动和水力劈裂的高压力和大灌注量的组合，又可避免对灌注微细裂隙不适合的低压力和小灌注量的组合。其技术要点为：

(1)使用稳定浆液。

(2) 在计算机上用选定的 GIN 曲线对灌浆压力和浆液灌注量进行全过程监控，以免出现过高的灌浆压力和过大的、不必要的灌注量。

为了论证 GIN 法在小浪底帷幕灌浆工程中的可行性，在左岸帷幕线上进行了直孔、斜孔两组灌浆试验并取得了成功，1996 ~ 1997 年在左岸三叠系地层中的 4 号灌浆洞内和右岸二叠系地层中的 2 号灌浆洞内，完成了进尺为 3 815 m 的 GIN 法帷幕灌浆试验性生产。试验性生产吸取了我国较常用的孔口封闭、自上而下孔内循环灌浆法和 GIN 法灌浆技术两者的优点，探索出了一套适合我国国情的新的灌浆方法。

5　结语

小浪底水库大坝是目前国内坝高最高、体积最大的碾压式斜心墙堆石坝，坝址区的地形地质条件和黄河的水沙特点，对大坝的设计和施工提出了很多课题、难题。大坝的坝型选择和基础处理措施的选取不仅满足了防渗和坝体稳定的要求，而且有利于施工导流，节省总工程量。尤其是设置内铺盖和上游围堰斜墙连接以期利用黄河泥沙淤积铺盖的防渗作用的设计，更是一种大胆的和有意义的尝试。

小浪底大坝的施工采用了国际招标，国际承包商在施工中采用了很多先进技术，如主坝混凝土防渗墙施工中采用了目前世界上最先进的大型双轮铣机具，并采用了槽孔平接技术。特别应指出的是国际承包商表现出的现场管理水平很值得我们学习和借鉴。

需要全本请访问 www.ertongbook.com

小浪底水利枢纽排沙洞后张法预应力混凝土衬砌的设计研究

林秀山　　沈凤生

[摘要] 简介黄河小浪底水利枢纽复杂的水文、地质条件以及庞大的工程规模。该枢纽设计有3条排沙洞，担负着泄洪、排沙、调节径流和保证进水口不被泥沙淤堵的任务。根据排沙洞的水库运用要求，灌浆帷幕下游排沙洞洞身段设计为后张预应力混凝土衬砌隧洞。通过大量的调研、试验、分析论证，在施工前确定该预应力方案选用无粘结预应力系统，成为目前世界上规模最大的无粘结预应力隧洞衬砌工程，在国内尚属首例。

黄河小浪底水利枢纽是一座“以防洪(包括防凌)、减淤为主，兼顾供水、灌溉、发电，除害兴利，综合利用”为开发目标的大型综合水利工程。水库正常高水位275 m，总库容126.5亿 m^3。本着合理拦排、综合兴利的原则，合理规划了防洪、兴利的淤沙库容，制定了严格的水库运用方式。根据水库初期随淤积发展逐年抬高运用水位，后期蓄清排浑的运用要求及调洪演算成果，要求枢纽总泄流能力不小于17 000 m^3/s，在非常死水位220 m时总泄流能力不小于7 000 m^3/s。综合考虑坝址区地形地质条件、工程规划和水库运行方式要求，以及黄河独特的工程泥沙问题的处理，在小浪底枢纽总体布置中，形成了以隧洞泄洪为主，泄洪、排沙和引水建筑物进口集中、洞线集中、出口消能集中的明显特点。小浪底设有9条泄洪排沙隧洞，水位275 m时的总泄流能力为13 300 m^3/s，其中3条排沙洞为有压隧洞，直接位于发电进水口下方，单洞最大泄流能力675 m^3/s。进水塔内设检修门和事故门，出口设弧形工作门。在运用中控制泄流能力不超过500 m^3/s，使洞内流速不超过15 m/s，担负着排泄高含沙水流减少过机含沙量和调节径流保持进口泥沙淤积漏斗的重要功能任务，在枢纽泄洪设施中使用几率最高。

1　工程地质条件

排沙洞衬砌方案的选择与左岸山体的地形地质条件密切相关。枢纽建筑物集中布置在左岸山体，由于沟道切割，形成了相对单薄分水岭。在正常高水位275 m时的基岩宽度一般为60～120 m，并有垭口存在，需填筑副坝。排沙洞压力段主要穿过 T_1^3、T_1^4、T_1^5 地层及少量的 T_1^6 地层，岩层倾向下游，倾角10°左右。岩体主要为砂岩并夹有薄粘土岩和泥化夹层。该段地层有 F_{236}、F_{238}，以及 F_{240}、F_{247} 等断层通过，岩体一般为Ⅲ类，断层破碎带为Ⅳ～Ⅴ类。沿排沙洞纵断面岩层覆盖厚度100～30 m不等，且向下游逐渐变薄。在水库蓄水以后，山体的某些断面甚至是不稳定的。因此，在设计思想上，将左岸1 000余米单薄山

体作为大坝的延伸，设置了灌浆帷幕和排水幕，对不稳定断面进行了压重处理，并以有压水不准渗入山体作为排沙洞结构的设计原则。

2 排沙洞的布置

由于排沙洞除宣泄高含沙洪水外，要求控泄 100 ~ 200 m^3/s 的小流量，以保持进口淤积漏斗。其进口又位于正常运用水头 100 m 以下，弧形工作门可局部开启，便于控制洞内流速和泄流流量，为此排沙洞设计为压力洞，每条洞全长 1 100 m左右，隧洞内径 6.5 m，分别由进口段、压力段、出口闸及出口明流段组成（见图 1）。进口高程 175 m，压力段出口高程 153 m，最大运用水头 122 m。排沙洞按Ⅰ级建筑物设计，3 条排沙洞均设在左岸，平面上为直线布置。

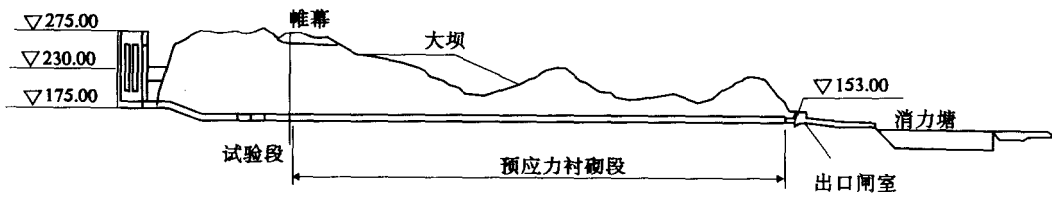

图 1 小浪底水利枢纽 1 号排沙洞纵剖面布置示意图（单位：m）

排沙洞在上游压力段即防渗帷幕前，由于运用时外水位和库水位基本平衡，空洞时主要由外水作用，隧洞结构主要承受压应力，因此采用普通钢筋混凝土衬砌。下游压力段即防渗帷幕后至出口闸室前，由于外水压力很低，内水压力高，为防止隧洞衬砌出现裂缝使高压水渗入岩体，影响山体的稳定，选用全部预应力混凝土衬砌。在结构方案的比选中，曾考虑过围岩高压灌浆、钢板衬砌、复合结构(夹薄钢板或 PVC 板的双层混凝土结构）和预应力混凝土结构等不同型式。由于围岩覆盖层薄，高压灌浆方案不能成立；钢板衬砌造价太高，根据黄河三门峡水利枢纽的经验，钢板的抗磨流速为 10 m/s，过同样的流量，较混凝土结构断面面积还要增加 50%；复合结构施工复杂，不能满足进度要求。据国外实地考察及工程类比分析，小浪底排沙洞采用后张预应力混凝土结构在技术上是可行的，造价上较钢板衬砌节省 1/3 ~ 1/2 通过大量的论证分析，最终选择了后张预应力混凝土衬砌结构，招标设计采用有粘结预应力方案，在施工详图设计中改用高效的无粘结预应力方案。

普通钢筋混凝土段结构的混凝土标号选用 C30，根据预应力混凝土段混凝土结构一旦出现磨蚀破损就难以修复的事实，预应力混凝土结构的混凝土标号选用 C40，预应力混凝土衬砌厚度一般Ⅲ类围岩段确定为 0.65 m，在断层破碎带预应力衬砌圈外另设厚度 0.60 m 的普通钢筋混凝土衬砌圈。锚具槽回填混凝土为 C40 无收缩混凝土。

3 有粘结预应力混凝土衬砌结构方案的设计概况

小浪底水利枢纽排沙洞的压力段在初步设计时主要采用后张预应力混凝土衬砌结构型式，当时在我国水工隧洞的设计中还是首次提出。为了摸索后张预应力衬砌的可行性，进行了 1:1 的室内模型试验，当时采用衬砌厚度为 0.5 m，混凝土标号为 C40，采用国产钢

绞线，按全预应力混凝土结构设计，强度安全系数为 1.7，设计水头为 100～150 m，预应力张拉控制应力为 0.75 R_y^b（R_y^b 为标准抗拉强度）。起先初步确定，暂按无粘结预应力混凝土衬砌来进行试验，试验表明采用无粘结预应力混凝土衬砌是可行的，建议设计摩擦系数及摆动系数的取值为 $\mu = 0.14$，$k = 0.003 \sim 0.004$ rad/m。摩擦系数及摆动系数决定了钢绞线沿程张拉应力值 σ，其值由下式确定：

$$\sigma = \sigma_1 e^{-(kx + \mu\theta)} \tag{1}$$

式中 σ_1——锚固端钢绞线的张拉力；

k——钢绞线的摆动系数，rad/m；

x——从锚固端至计算断面的绞线长度，m；

μ——钢绞线与侧壁（或 PE套管）的摩擦系数；

θ——从张拉端至计算截面曲线孔道的切线夹角，rad。

为进一步了解后张预应力衬砌主要设计参数（如初始张拉值、摩擦损失、松弛等）的合理选用，设计荷载、钢绞线和钢筋布设及锚具的尺寸和型式、施工有关要求，锚具和钢绞线的安装和张拉方法，施工中存在的难题以及其他比选方案的可能性，成立了赴意大利和瑞士考察组，对意大利电力咨询公司、瑞士 VSL预应力跨国公司等 10 多家单位进行考察，考察了解到钢绞线在张拉过程中引起摩擦损失的摩擦系数 μ 值和摆动系数 k 值的大小是影响预应力衬砌方案是否可行的关键，合理选择锚具系统可减小摩擦损失。例如对于有粘结预应力系统，我国的有关规范中规定取 $\mu = 0.35$，$k = 0.003$ rad/m，而 VSL 公司认为若采用 VSL 锚具系统可取 $\mu = 0.22$，$k = 0.001$ rad/m。当时 VSL 公司曾建议小浪底排沙洞采用无粘结预应力方式，由于我国尚无有关规范，更无实践经验，虽然做了模型试验，对无粘结预应力的长期损失问题较为担心，因此对于上述试验研究以及考察咨询的最终结果是采用国际上较成熟的有粘结后张预应力衬砌作为排沙洞后张预应力衬砌的设计方案。

有粘结预应力衬砌设计中首先要解决的是钢绞线的布置与锚具的选择。在隧洞衬砌内钢绞线最理想的布置方式是同心圆，而且为提高预应力效率，钢绞线应尽量靠近衬砌的外侧布置，但在靠近锚具处，由于加载的需要，钢绞线要在靠近锚具槽口附近通过一段由小半圆弧段向内侧弯曲，并要与大半圆及连接锚具的直线段相切，最终通过钢绞线张拉后锁定。由于钢绞线的张拉会在小半圆弧范围内的混凝土衬砌内产生应力集中现象，因此为减小应力集中现象，使钢绞线的张拉应力分布更趋于均匀，配合锚具槽的大小合理选择这个小半径 r 值是至关重要的。而锚具槽的大小由所选用的锚具及其配套的张拉设备的情况而定，在满足预应力张拉施工的情况下锚具槽长度不宜加大，否则会因增加锚索的直线段长度而降低结构的预应力效率。初步设计选用瑞士 VSL 公司生产的锚具，锚具槽长度确定为 2 m，相应的小圆弧半径 $r = 1.808$ m，波纹管直径比钢绞线外包直径大 5～10 mm，且孔道面积应不小于钢绞线束净面积的 2 倍。

有粘结预应力衬砌设计其次要解决的是锚具槽的布置。曾进行了沿圆周布置 4 个锚具槽和 6 个锚具槽的对比研究，初步设计最终选择了 6 个锚具槽布置方案。值得注意的是，锚具槽的位置应尽量避开隧洞的顶部和底部，以方便洞内交通、张拉和回填锚具槽的施工。

摩擦系数 μ 和摆动系数 k 的选择问题。严格来说，钢绞线在张拉和锁定过程中产生

的正向和反向摩擦系数是不等的，但设计中往往取正、反摩擦系数的平均值 μ 进行计算，根据比选，有粘结方案取每米洞长 4 束,每束由 12 根 7ϕ5 的钢绞线组成，根据研究得出摩擦系数 $\mu=0.2$,摆动系数 $k=0.001$ rad/m。此时每根预应力筋中间处的预张拉力为 0.53 倍的张拉端预应力筋上的张拉力。这说明摩擦损失很大，预应力效果相对较差。

有粘结预应力系统与无粘结预应力系统的最大差别是有粘结系统需要对波纹管进行灌浆。波纹管的灌浆要在锚具槽回填无收缩混凝土后进行，其浆液要求是无铁质骨料水泥、水、减水剂、增塑剂、膨胀剂组成的预先拌和好的无收缩混合物。波纹管灌浆可以有效地弥补锚具可能产生的松弛。据小浪底工地室外 1:1 有粘结预应力模型试验，在离锚具 90°圆心角处的钢绞线割断后，在锚具处仍不会产生预应力松弛现象。但由于有粘结预应力系统效率较低，每米洞长布置 4 个锚具槽，致使施工及应用过程中衬砌应力波动很大，锚具槽附近有很大拉应力集中，在模型试验中锚具槽口混凝土出现较严重的环向裂缝。

在小浪底排沙洞的初步设计中还进行钢绞线张拉伸长值和张拉方式等研究工作。最终选择的锚固体系为 VSL 公司生产的 Z6—12 型锚具及其配套的张拉设备。有粘结预应力隧洞衬砌结构截面设计简图见图 2。

总之，有粘结预应力设计方案的优点在于：①长期预应力保证性高；②对混凝土骨料没有特别的要求；③混凝土浇筑时施工方便、振捣容易。

有粘结预应力设计方案的缺点在于：①预应力锚具用量大、摩擦损失大，致使预应力效果低；②在隧洞顶拱附近布置张拉槽后，张拉困难，锚具槽混凝土回填施工困难；③穿钢绞线以及张拉结束后对波纹管的灌浆工艺复杂，对工期不利。

随着科技的发展，锚具的可靠性及防腐保护水平不断提高。从 20 世纪 70 年代末期开始，国外逐渐尝试无粘结预应力系统，以有效地提高预应力的效率，并可大大地节省工程费用。在小浪底排沙洞施工设计阶段，在保证原设计标准不变的前提下，提出了具有国际先进水平的无粘结预应力衬砌的设计思想。

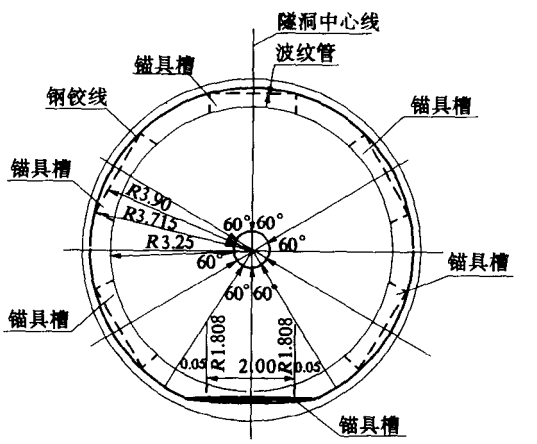

图 2　有粘结后张预应力衬砌方案结构示意图（单位：m）

4　无粘结预应力方案的设计研究

最初提出的无粘结预应力方案中,每束锚索由 8 根 7ϕ5 钢绞线组成，分别放入 PE 套管内，并充以润滑油脂，安排在两个高程内，每根两圈 720°布置，在隧洞底部 120°范围内均匀布置 4 个张拉锚具槽，沿水流方向每束绞线间距 0.45 m。

无粘结预应力系统的方案提出后，进行了室外 1:1 模型试验研究。试验表明，无粘结预应力系统的预应力效率很高，摩擦系数和摆动系数分别为 $\mu=0.04, k=0.007$ rad/m ，并可使隧洞衬砌的应力分布更加均匀，但与有粘结预应力模型一样，在锚具槽附近产生很大

的应力集中现象，张拉出现较严重的环向裂缝。为此进行了设计优化研究，在大量三维有限元分析研究的基础上，提出一种可以大大降低锚具槽附近应力集中的衬砌结构型式，即两个锚具槽的结构布置，两个锚具槽对称布置在隧洞底部，呈 90°夹角。为了施工方便还提出了 120°夹角分布的比选方案。计算分析表明，两种方案都是可行的，可以保证该结构在施工完成后以及在水压力作用下衬砌基本不出现洞轴向的拉应力，即隧洞在施工和运用过程中一般不会出现环向裂缝。在合理考虑围岩的承压能力的情况下，锚具槽间距取为 0.5 m。并通过进一步研究，建议锚索的张拉顺序从每块衬砌的中间锚具槽开始张拉，而且相邻锚具槽的张拉力之差在张拉施工过程中的任何时候都不能超过最终张拉力的 50%。两排锚具槽夹角为 90° 的无粘结预应力衬砌结构截面布置见图 3。

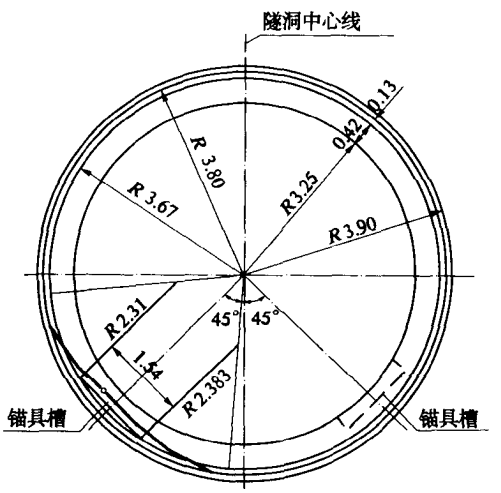

图 3 无粘结后张预应力衬砌方案结构示意图（单位：m）

为确保两种锚具槽形式的无粘结后张预应力衬砌施工时万无一失，并验证模型试验确定的参数以及锚具生产厂家的设计参数，在进行正式预应力段混凝土衬砌浇筑开始前，先在 1 号排沙洞帷幕前钢筋混凝土衬砌段进行了两块无粘结预应力衬砌试验，其中一块的两排锚具槽夹角为 90°，另一块为 120°。张拉试验结果表明，实测混凝土应力值与设计预测值基本相同，预应力锚索张拉过程中混凝土衬砌内侧面基本不出现环向裂缝，试验的其他实测值都基本在设计预测的范围之内，张拉试验取得成功。根据试验比选，预应力系统的锚具选用德国 DYWIDAG 的 DSI 系统。

综上所述，与有粘结预应力方案相比，无粘结预应力方案有如下优点：

(1)减小了沿钢绞线的应力波动，形成沿绞线束更均匀的应力分布。

(2)相邻绞线束的应力差异的减小，形成沿隧洞方向更均匀的应力分布。

(3)锚具槽间距较原有粘结预应力方案增大 1 倍，3 条排沙洞原预留 9 000 个左右锚具槽，现采用无粘结预应力方案只需 4 230 个左右，节省了大量的施工工程量和材料。

(4)有效减小预应力张拉槽附近小圆弧处的不均匀径向力（约为单圈的 50%）。

(5)省掉了混凝土浇筑后穿绞线的工序，原方案的穿绞线作业很容易造成不均匀张拉力，甚至绞线断裂。

(6) 避免隧洞顶部作业的困难。

(7)张拉槽间距的增加，使张拉槽布置与止水布置间的矛盾不突出。

(8)具有特殊防腐系统的润滑油脂 PE 套管比原方案更耐腐。

无粘结预应力方案的不足是：

(1) 如果锚具夹片松脱，相应绞线的预应力将完全损失。

(2)绞线绑扎工作量大，定位要求高。

(3)对混凝土骨料要求高，混凝土浇筑时振捣困难。

小浪底排沙洞无粘结预应力衬砌对所采用的材料及施工提出很高的要求。所安装的每束预应力锚索为 8 根 7ϕ5 的无粘结筋，每根无粘结筋分两层绕洞两周布置，两层间距为 0.13 m ，无粘结筋由聚乙烯保护层(HDPE套管)、防腐油脂和 7ϕ5 高强、低松弛钢绞线组成。每根无粘结筋公称直径 15.7 mm ,公称面积 150 mm^2，每根筋的最小极限强度为 1 860 MPa,破断力为 279 kN。在锚索张拉期间，千斤顶处的张拉力在任何时候都不能超过破断力的 75% ，并在施工时要求同时对一个锚具槽内的所有无粘结筋施加拉力。锚索经张拉设备后，预应力损失值为控制张拉力的 12%。锚具锁定后无粘结筋的回缩值不超过 6 mm ,每侧不超过 3 mm。锚索在张拉到控制张拉力时测出的实际伸长值不超过 5%。锁定后锚具位置在洞轴线方向上的偏差不大于 10 mm。锚索经张拉锚固后，对锚具槽内裸露的钢绞线和锚具要进行防腐处理，然后用无收缩混凝土对锚具槽进行回填。

5 结语

在国内，有粘结后张法预应力混凝土结构技术在小浪底工程的设计中首次采用，并已在清江隔河岩、天生桥的发电引水洞的设计、施工中实际采用了这项技术，开创了在我国水工隧洞应用的先河，也积累了很好的经验。无粘结的后张预应力混凝土结构在小浪底排沙洞的应用，填补了这项技术在水利水电工程中设计和施工的空白，创造出新的经验，大大促进这项技术的推广和应用，并产生巨大的社会效益和经济效益。

需要全本请访问 www.ertongbook.com