

12-16

土层锚杆技术的发展及研究动态

孔宪宾

任青文

汪洪武

TV554.12

(淮阴工业专科学校 江苏淮阴 223001) (河海大学 南京 210098) (淮阴市建筑总公司 江苏淮阴 223001)

摘要 介绍土层锚杆技术的发展过程、分类、锚杆的工作机理和分析方法,以及对锚护体系的试验研究及其成果,在分析目前国内外研究动态的基础上,提出了有待进一步解决的问题。

关键词 土层锚杆;锚护体系;稳定性分析;综述

锚杆技术是一种将受拉杆件一端固定(称锚固段)在边坡或地基的岩(土)层中,另一端与工程建筑物相连接,用以支承由于土压力、水压力或风压力所施加于建筑物的推力,从而利用地层锚固力以维持建筑物稳定的技术。

20世纪50年代以前,锚杆技术只是作为施工过程的一种临时性措施。50年代中期,在国外的隧道工程中开始广泛采用小型永久性灌浆锚杆和喷射混凝土代替以往的隧道衬砌结构。60年代以来,锚杆技术的迅速发展,不仅在临时性建筑物基础开挖中使用,在修造永久性建筑物时也较为广泛地应用。与此同时,可供锚固的地层不仅限于岩石,而且也有了在软岩、风化层以及砂卵石、软粘土等土层中进行锚固的经验。1969年在墨西哥召开的第七届国际土力学和基础工程会议上,曾把土层锚杆技术作为一个专门的问题来讨论。70年代以后,召开的多次地区性国际会议上,均有涉及有关锚杆技术的经验与研究介绍。当前锚杆技术的试验和理论研究仍在不断发展之中。80年代以来,瑞典、德国、美国、英国、日本等国家分别研制了多种不同类型的锚杆施工机具和灌浆工艺,各国还各自制定了锚杆设计和施工的技术规程。锚杆技术在经济建设中正起着愈来愈重要的作用。

土层锚杆在交通、水利、建筑、电力、市政、采矿等领域有着广泛的应用。在上述各领域中,土层锚杆常用于深基础工程、边坡稳定和结构抗倾覆。

土层锚杆技术有许多优点^[1],其主要优点有:①锚杆施工机械及设备的作业空间不大,因此可以适合各种地形及场地;②用锚杆代替钢横撑做侧壁支撑,不但可节省大量钢材,还可改善施工条件;③锚杆的设计拉力可由抗拔试验获得,因此可保证设计

有足够的安全度;④锚杆可采用预应力,以控制建筑物的变位量;⑤施工量、噪音和振动均很小;

1 锚杆的分类

a. 按工作年限锚杆可分为:①临时性锚杆(工作年限小于2年);②永久性锚杆(工作年限大于或等于2年)。

b. 按钻孔工艺锚杆可分为^[2]:①普通钻孔锚杆;②旋转式钻孔锚杆;③扩孔锚杆。

c. 按力的传递方式锚杆可分为^[1]:①摩擦型锚杆,通常称为灌浆锚杆,其支承机理为摩擦抵抗力 F 大于支承抵抗力 Q ;②承压型锚杆,锚固体有一个支承面,锚固的一部分或大部分是局部扩大的,其支承机理为摩擦抵抗力 F 小于支承抵抗力 Q ;③摩擦组合型锚杆,如扩孔注浆锚杆、串铃状锚杆、螺旋锚杆等,其支承机理为抵抗摩擦力 F 约等于支承抵抗力 Q 。

d. 按注浆工艺锚杆可分为^[2]:①导管法注浆直轴锚杆(岩石、硬粘土);②低压注浆锚杆;③高压注浆锚杆;④扩孔不足锚杆(硬或硬粘性粘土)。

e. 按粘接长度锚杆可分:①全长粘接锚杆;②部分粘接锚杆。

f. 按工作机理锚杆可分为:①主动锚杆,荷载主动地加到锚杆上,土体保持相对静止,锚杆和土体的相互作用由锚杆的拉伸和位移而引发,用于支撑上部结构的锚杆均属此类。②被动锚杆,敷设在土中的锚杆用作抵抗土的可能位移,它们之间的相互作用主要由土体的位移而激发。隧道支撑结构、挡土墙、土坡稳定等均属此类。

2 锚杆的工作原理

目前,对岩体和土体中的锚杆工作机理有各种

不同的观点,现介绍常见的几种观点.

2.1 摩擦作用^[1]

由于土层锚杆在正常工作状态下,涉及拉杆、注浆体、土体等各部分的相互作用,受力情况复杂,所涉及的各部分材料性能差异很大,所以对锚杆体系的工作机理一时还难以分析清楚.一般认为:主要靠锚固段的注浆与被锚固土体之间的摩擦力来维持被锚固土体的平衡和稳定.图1表示一个灌浆锚杆的砂浆锚固段,当锚固段受力时,锚杆所受拉力 T_1 首先通过锚杆周边的握裹力 u 传递到砂浆中,然后再通过锚固段钻孔周边的地层摩擦力而传到锚固地层中.因此,锚杆除了本身截面积 A 须承受拉力外,还必须同时满足三个条件:①锚固段砂浆握裹力必须能承受极限拉力;②锚固地层对砂浆的摩擦力必须能承受极限拉力;③锚固的土体在最不利条件下必须能保持整体稳定.

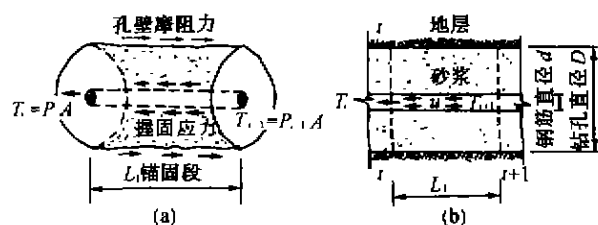


图 1 灌浆锚杆锚固段受力状态

试验和实践表明:单根锚杆的承载能力除锚筋必须具有足够的截面积以承受极限拉力外,对于锚固于岩层中的锚杆,其抗拔力取决于砂浆与锚筋间的握裹力;对于锚固于土层中的锚杆,其抗拔力取决于锚固体与土层之间的极限摩阻力,当有扩大头时,还与扩孔部分的压力有关。

2.2 围岩凝聚力的增加^[3]

对于层理不发育,整体性能较好的围岩,轴对称圆形巷道的开挖将引起围岩螺旋线型破坏(图2),塑性区中位移线是两组夹角为 δ 的螺旋线: $\delta = \pm 45^\circ + \varphi/2$,对于这组可能的位移线,锚杆杆体的“销钉作用”可以增大破坏面的抗剪强度。根据文献[4]的试验结果,有 $F_b = F_b^{\max} \delta/90^\circ$, F_b 是锚杆承受的剪力, $F_b^{\max}$ 是锚杆可以承受的最大剪力。在纯剪条件下考虑米赛斯准则,有:

$$F_b^{\max} = \frac{\sigma_s}{4\sqrt{3}}\pi D^2 \quad (1)$$

式中: σ_s 是钢材的屈服极限, D 是锚杆直径.

显然,由于锚杆增加了破坏面的抗剪强度,相当于提高了破坏面的等效凝聚力。

$$c' = c_f + \frac{\pi D^2 \sigma_s (1/2 + \varphi/180) \sin(45^\circ + \varphi)}{4\sqrt{3} S_s S_t} \quad (2)$$

式中: c' 为破坏面等效凝聚力; S_1, S_2 分别为锚杆沿

巷道跨度和轴向间距, c 为破坏等效凝聚力.

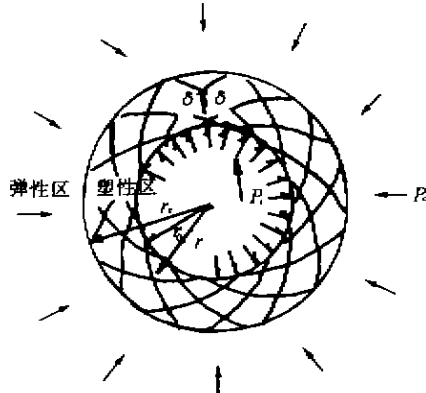


图2 弹塑性解条件与滑移线

2.3 围岩内摩擦角增大

锚杆的预应力将在围岩中产生一个均匀压缩带,使围岩等效内摩擦角得到提高(图3).

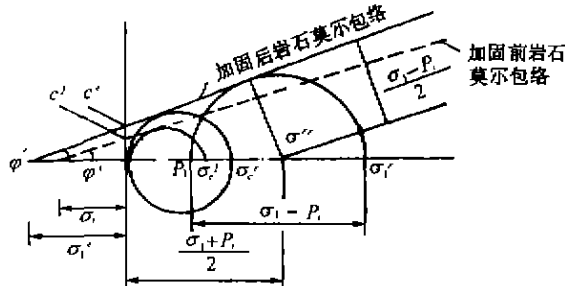


图3 粘结式锚杆加固岩体莫尔圆

2.4 围岩等效单轴抗压强度提高

按照全长粘结式锚杆的中性点理论^[5],锚杆安设后将随围岩共同变形,此时,中性点以下锚杆表面剪力将阻止巷道表面位移。锚杆的这种加固作用表现为岩体峰值抗压强度 σ_c 的提高,加固岩体的等效单轴抗压强度表示为

$$\sigma_c' = \frac{2(1 + \beta) c^f \cos \varphi^f}{1 - \sin \varphi^f} \quad (3)$$

其中,锚杆密度参数 β 考虑到中性点以下锚杆剪应力对巷道表面收敛的控制作用,有:

$$\beta = \frac{\pi D \lambda r_0}{S_c S_l} \quad (4)$$

式中: λ 是摩擦系数,取 $\lambda = 0.5$; r_0 为巷道断面圆半径。

2.5 围岩等效变形模量增加

由于锚杆的弹性模量 E_a 远高于岩体变形模量 E , 当锚杆随岩体变形时, 这种变形特征差异造成了岩体等效变形模量的增加, 可近似表示为

$$E' = E + \frac{E_b \pi D^2}{4 S_c S_f} \quad (5)$$

如果忽略岩体的泊松比的改变,则岩体等效剪切模量可近似地表示为

$$G' = G + \frac{G_b \pi D^2}{4 S_c S_l} \quad (6)$$

式中: G 为原岩体剪切模量; G_b 为锚杆体剪切模量。

2.6 土体稳定性增大

由于锚杆的预应力作用,可以有效地限制被锚固土体的变形量,从而增加土体的稳定性;灌浆可大大增加锚杆和土的界面强度^[6,7],也可增加土体稳定性。

3 土层锚杆支护体系的破坏形式

a. 整体失稳。①地面破坏下滑,如图4所示,由于桩端下卧软土层破坏使地面下滑时向外推移及整个体系沿着一条假定的滑裂面下滑,造成土体的破坏;②深层滑裂破坏,如图5所示,墙、土、拉杆的共同作用力均在滑动土体内部,因而从桩端处剪切面开始向墙拉结的方向形成一条深层滑裂、造成倾覆;③如图6所示,整个锚固体系统桩端倾覆^[4]。

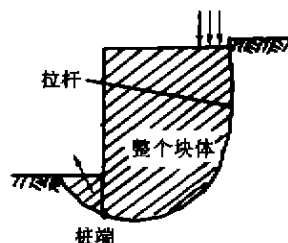


图4 下卧软土层破坏使地面下滑

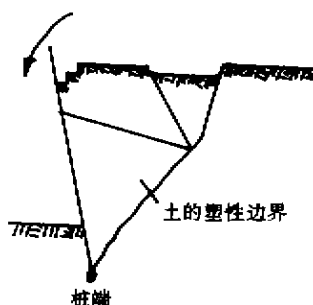


图5 深层滑裂破坏

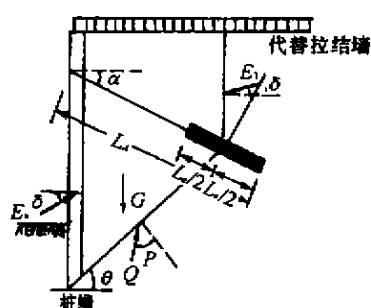


图6 整体绕桩端倾覆

b. 局部破坏,即锚护体系的某些个别地方发生的有限破坏,如个别锚杆损坏,墙面被刺穿等。

c. 超量变形,虽然锚护体系未发生破坏,但其水平位移和地表下沉过大达到危及相邻设施或建筑物安全的程度也是不能允许的。

d. 土体液化,在易液化的土体环境中开挖地

基,在施工中和竣工后都可能在外界的冲击和振动下使锚护体系或深远部的土体突然塌落失稳。

4 土层锚杆的计算分析方法

目前分析锚固体系统整体稳定性的方法大致有:平面滑裂法、圆弧滑移面法、Kranz法、铁道部科学研究所的折线方法等^[1,4]。现选几种典型的方法介绍如下。

4.1 Kranz 稳定分析方法

图7为具有水平拉杆和锚定板的垂直板桩墙,由于锚定板作用可能产生的所有破裂面中,以锚定板下端和板桩墙下端的连接面即 BC 面上的被动土压力为最小,根据平衡条件有:

$$P = E_a - (E_0 + E_r) \quad (7)$$

$$E_r = \gamma \left(\frac{H+h}{2} \right) L \tan(\varphi - \alpha) \quad (8)$$

式中: γ 为土的重度; φ 为土的内摩擦角; E_a 为主动土压力 Q_a 的水平分量; E_0 为土压力 Q_0 的水平分量; E_r 为滑裂面 BC 上的水平反力。

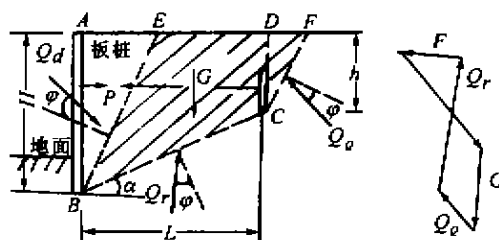


图7 锚定板板桩墙

Ranke 和 Dstermager 将 Kranz 原理进一步推广到多层锚杆结构,两种典型配置型式如下。

4.1.1 上层锚杆短于下层锚杆的型式

根据 Kranz 原理,上层锚杆抗拔力 $A_h(bc_1)$ 的分析应以土体 abc_1d_1 为研究对象,下层锚杆抗拔力 $A_h(bc_2)$ 的分析应以土体 abc_2d_2 为研究对象,由图8中力多边形可得

$$A_h(bc_1) = (E_a)_h - (E_1)_h - (Q_1)_h \quad (9)$$

$$A_h(bc_2) = (E_a)_h - (E_2)_h - (Q_2)_h \quad (10)$$

如果上、下层锚杆的拉力分别为 dA_1 和 dA_2 ,则相应的安全系数便可求得。

4.1.2 上层锚杆长于下层锚杆

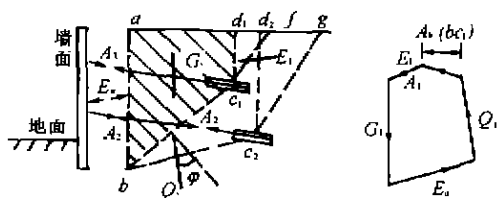
上层锚杆伸出下层锚杆形成的主动破裂面 c_2g 之外(图9a),对上层锚杆按图9a分析,用式(11)计算。对下层锚杆,据图9b的力系平衡可由式(10)求得 $A_h(bc_2)$ 。

$$F_s(bc_1) = A_h(bc_1)/(dA_1)_h \quad (11)$$

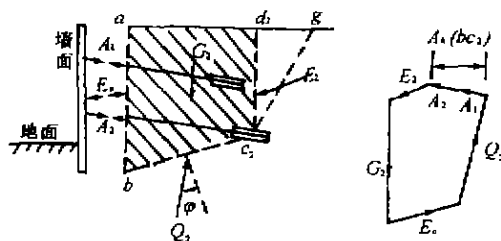
4.2 折线滑面法

4.2.1 基本假定

a. 下层锚定板前方土体的临界滑动面通过墙

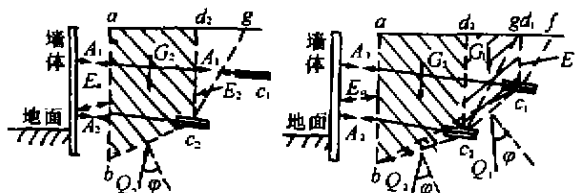


(a) 土体 abc_1d 的外力和力的多边形

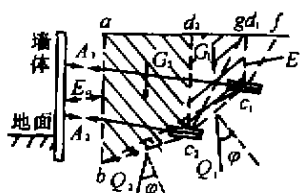


(b) 土体 abc_2d 的外力和力的多边形

图8 上短下长的锚杆结构型式



(a) 土体 abc_1d_1 力系平衡



(b) 土体 $abc_2c_1d_1$ 力系平衡

图9 上长下短的锚杆结构形式

面底端(图10中的B点)。

b. 上层锚定板前方土体的临界滑动面通过被分析锚定板以下的拉杆与墙面的交点(图10中的 B_1 点),这是折线滑面法与Kranz法的主要不同之处。

c. 每一层锚定板后方土体的应力状态均符合朗金主动土压力的应力状态。这一假定使计算大大简化,但结果偏于安全。

折线滑动面法的分析见图10。其中BCD为下层锚定板的临界滑面, $B_1C_1D_1$ 为上层锚定板的临界滑面, CD, C_1D_1 均为朗金主动土压裂面。

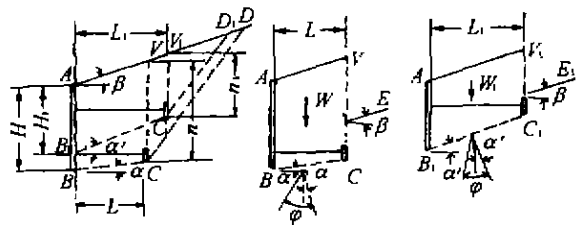


图10 折线滑面法分析图式

根据静力平衡原理, W, E, R 形成的力三角形自行封闭,从而可得:

a. 当填土表面倾角为 β , 表面无活荷载时其主动土压力系数为

$$K_a = \cos\beta \times \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (12)$$

下层锚定板安全系数为

$$F_s = \frac{L(H+h)}{K_a h^2} \times \frac{\tan\varphi \cdot \cos\alpha - \sin\alpha}{\cos(\beta-\alpha) - \tan\varphi \cdot \sin(\beta-\alpha)} \quad (13)$$

b. 当 $\beta=0$, 填土表面有相当于 h_0 土柱高度的均布活荷载时,下层锚板的安全系数为

$$F_s = \frac{L(H+h)}{h(h+2h_0)} \times \frac{\tan(\varphi-\alpha)}{\tan^2(45^\circ-\varphi/2)} \quad (14)$$

c. 当计算上层锚定板 C_1 的安全系数时,式(13)和(14)中的 H, g, α 应分别改为 H_1, h_1, α' 。

当采用折线分析法时,对于重要的挡土结构其安全系数 F_s 应取不小于1.8,对于次要的挡土结构安全系数 F_s 可取不小于1.5。

此外,铁路科学研究院还曾对刚性地基的锚定板结构进行模型试验,得到比上述拉杆长度更为节省的稳定计算公式。

5 土层锚杆的试验研究

锚杆设计所用的锚杆承载力数据一般都来源于锚杆的现场试验。设计制作成功的锚杆是否满足设计要求,能否正常工作,也要通过试验来验证。为了积累资料,提高设计水平,开发更经济的施工方法也要进行试验研究。工程上常用的试验主要有如下几种^[2]:

a. 性能试验。检验荷载传递能力;建立荷载位移特性曲线。

b. 验证试验。验证荷载传递能力;测量总位移。

c. 徐变试验。验证荷载传递能力;评价长期性能;建立荷载位移特性曲线。

美国的研究人员^[5]为改进永久性锚护体系的设计,从1989年到1996年在Texas A&M大学国家岩土工程试验所,在硬粘土中对10根低压土层锚杆进行了长期性能试验,这10根锚杆长13.8m,直径0.3m,其中6根锚杆粘结段长4.6m,4根锚杆粘结段长9.2m,所有锚杆都加载到接近破坏,有一些进行了徐变试验,有一些进行了慢速松弛试验。这项研究评价了土、灌浆和锚杆中的应力分布,土-灌浆界面的剪切强度与土的工程特性相比较,极限荷载、徐变破坏荷载和徐变临界荷载与设计荷载之间的关系;在荷载作用下的徐变增长率以及荷载损失与时间的关系。结果表明:粘结长度较短的锚杆的极限承载力较高,徐变速度较低,荷载进一步向远离支承结构转移。

6 当前国内外研究动态

a. 对锚杆的加固机理和计算理论的研究主要有:对锚固体系失稳破坏形式和力学模型的研

究^[2,4];对软土地基中锚杆支护体系稳定性研究^[8];中国水利水电科学研究院提出了应用塑性力学上限解对用锚索、锚桩加固的边坡稳定性分析方法,武汉岩土研究所用有限单元法计算分析了预应力长锚索单体加固机理,原电力部西北勘测设计院对锚杆锚索加固机理进行了大量深入的研究^[9]。

b. 对锚固体系进行试验研究的主要有:对锚固体系和预应力锚杆的变形、试验、监测和控制研究^[5];武汉岩土研究所通过大吨位试验分析了预应力长锚索单体加固机理^[9]。

c. 对施工工艺(如灌浆工艺、降水方案等的研究)^[10,11]。

以上研究工作都取得了一定的成果,无论对理论探索还是对工程实践都具有推动作用。

7 值得进一步研究的问题

a. 在不降低承载力的前提下,为适应场地条件,使锚固体或锚固段做成扩体,以缩短锚杆长度。

b. 在新开挖基坑边离邻近建筑物或构筑物很近,原有建筑物的基础对锚杆施工的影响。

c. 如何回收锚杆,在回收锚杆的同时,如何加固曾作为锚固段的地基。

d. 在沿海大、中城市软土地区如何扩大土层锚杆的应用范围。

e. 土层锚杆的徐变和松弛的研究。

f. 对锚固体系破坏机理的进一步认识。

g. 力学模型和分析方法的进一步研究。

参考文献

- 1 陈仲颐,叶书麟.基础工程学.北京:中国建筑工业出版社,1990
- 2 杨嗣伦.高层建筑施工手册.北京:中国建筑工业出版社,1993
- 3 朱浮声,郑雨天.全长粘结式锚杆加固作用分析.岩石力学与工程学报,1996,15(4):333~337
- 4 Dowel D H. Action of reinforcement crossing cracks in concrete. Inst, 69(12):754~757
- 5 王明恕.全长锚固锚杆的工作机理.矿山技术,1985(2):10~14
- 6 陈惠发.极限分析与土体塑性.北京:人民交通出版社,1995.15~16
- 7 钱家欢,殷宗泽.土工原理与计算.第二版.北京:中国水利水电出版社,1996
- 8 唐保付.高层建筑深基坑支护中应用土层锚杆的试验和监测分析.岩土锚固工程,1996(2-3):173~181
- 9 任青文,罗军.锚杆应用及加固机理研究综述.水利水电科技进展,1997,17(1):29~33
- 10 Briand J L, Powers W F, Weatherby D E. Should grooved anchors have short tendon bond length?. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124 (2):110~119
- 11 刘柯,孙家乐.锚杆变形控制技术.建筑技术开发,1996,23(6):11~14

(收稿日期:1999-03-19 编辑:张志琴)

·小资料·

当前世界上已建及在建装机在 300 万 kW 以上的巨型水电站

序号	电站名称	国别	河流	坝型	坝高/m	装机容量/万 kW	年电量/(亿 kW·h)	库容/亿 m ³	开始投入年	完建年
1	三峡	中国	长江	重力坝	175	1820	840	393	(2003)	(2009)
2	伊泰普	巴西/巴拉圭	巴拉那河	双支墩坝	196	1260	790	290	1983	1992
3	古里	委内瑞拉	卡罗尼河	重力坝	162	1030	510	1380	1968	1986
4	大古力	美国	哥伦比亚河	重力坝	168	649.4	248	118	1942	1979
5	萨扬舒申斯克	俄罗斯	叶尼塞河	重力坝	245	640	235	313	1978	1987
6	克拉斯诺雅尔斯克	俄罗斯	叶尼塞河	重力坝	124	600	204	733	1968	1971
7	邱吉尔瀑布	加拿大	邱吉尔河	土石坝	32	542.8	345	334	1971	1974
8	拉格朗德二级	加拿大	拉格朗德河	心墙堆石坝	168	532.8	358	617	1979	1982
9	布拉茨克	俄罗斯	安加拉河	重力坝	125	450	226	1690	1961	1966
10	乌斯特伊里姆	俄罗斯	安加拉河	重力坝	105	432	217	594	1979	
11	图库鲁伊	巴西	托坎廷斯河	心墙堆石坝	98	400	228	458	1984	1990
12	鲍谷昌	俄罗斯	安加拉河	重力坝	87	400	178	582		
13	罗贡	塔吉克	瓦赫什河	土石坝	300	360	136	86	1990	
14	塔贝拉	巴基斯坦	印度河	土石坝	143	347.8		137	1977	
15	二滩	中国	雅砻江	双曲拱坝	240	330	170	58	1998	1999
16	帕蒂	阿根廷	巴拉那河	重力坝	36	330		380		
17	伊拉索耳台拉	巴西	巴拉那河	重力坝	74	320	123	221	1973	
18	钦古	巴西	圣弗兰西斯科河	面板堆石坝	150	300	184	38	1994	1997

(吴冀高供稿)