

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2019.03.008

纵向增强体土石坝漫顶溢流安全性能分析

梁 军¹,陈晓静²

(1.四川省水利厅,四川 成都 610016; 2.南京市水利规划设计院股份有限公司,江苏 南京 210022)

摘要:为了验证纵向增强体土石坝相对于常规土石坝抵御洪水漫顶破坏的安全程度,基于相关试验分析洪水漫顶造成下游堆石料被冲刷流失,以及纵向增强体土石坝这一新坝型的安全运行机理。通过工程实例验证了纵向增强体土石坝将常规土石坝发生的漫顶溃坝模式改变为坝体冲坑模式,从而延迟了整个坝体的溃决时间,为工程抢险和下游群众转移争取了更多的时间;增强体是否被破坏,取决于冲刷深度与墙体被冲蚀临空后的极限受力状态的关系比较。

关键词:纵向增强体土石坝;安全运行;漫顶溃决;冲刷深度;延迟破坏

中图分类号:TV641 文献标志码:A 文章编号:1000-1980(2019)03-0238-05

Analysis on the overtopping safe operation performance of longitudinal reinforced rockfill dam

LIANG Jun¹, CHEN Xiaojing²

(1. Sichuan Provincial Water Resources Department, Chengdu 610016, China;
2. Nanjing Water Planning and Designing Institute Co., Ltd., Nanjing 210022, China)

Abstract: In order to further verify the safety degree of the longitudinal reinforced rockfill dam against the flood overtopping damage compared with the conventional rockfill dam dam, this paper analyzes the erosion of downstream rockfill caused by the flood overtopping based on relevant experiments, during which the downstream material is washed away forming a scour hole that is partially exposed to the air at the downstream side. Besides, the safe operating mechanism of the reinforced dam is also obtained from the experiments. The advantage of this new dam is changing the conventional overtopping failure mode to the progressive scour hole development mode, therefore it can delay the dam breaking, and provide additional time for the repair and evacuation. Calculations show that, whether the reinforced body will fail depends on the scour depth and its ultimate stress distribution.

Key words: longitudinal reinforced rockfill dam; safe operation; overtopping failure; depth of scouring; delayed failure

一般而言,由岩土散粒体材料通过外力压密填筑形成土石坝的安全运行性能较混凝土重力坝为差,存在运行风险。据中国大坝学会统计国内土石坝溃坝案例 3 496 座,其中四川省最多,达 396 座,依次为山西省 288 座,湖南省 287 座,云南省 234 座^[1-2]。这些溃决大多发生于中低坝,主要原因是洪水漫过坝顶导致的溃决。从机理上讲,土石坝漫顶溃决是遭遇超标洪水(也有泄水设施出了故障不能有效泄洪的情况),洪水漫过坝顶冲刷下游坝坡,使得由外部强力压密的散粒体组成的下游坝体被水流逐步冲刷崩解而出现的垮塌甚至溃决的过程。四川省 2013 年水利普查各类大坝总计 8 418 座,其中土石坝约占 97%,这些土石坝中,坝高低于 70 m 的中低坝占 95%^[3]。这些中低土石坝大多数修建于 20 世纪 60~70 年代,分布在四川省经济与社会相对发达地区,由于水库管理水平、安全运行状况、病害整治程度等情况十分复杂,随着时间的推移,这些

基金项目:国家自然科学基金(51478108)
作者简介:梁军(1962—),男,高级工程师,博士,主要从事多相复合材料损伤破坏研究。E-mail:liang00jun@163.com
引用本文:梁军,陈晓静.纵向增强体土石坝漫顶溢流安全性能分析[J].河海大学学报(自然科学版),2019,47(3):238-242.
LIANG Jun, CHEN Xiaojing. Analysis on the overtopping safe operation performance of longitudinal reinforced rockfill dam[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2019, 47(3): 238-242.

大坝的运行风险也逐年增高,每年汛期耗费大量人力、物力用于巡查、检测和防汛等工作。

土石坝漫顶溃决会导致下游城镇居民和经济蒙受重大生命财产损失,对一些年久失养的中小水库应该加强防范。鉴于土石坝占比高且土石坝运行风险也高的事实,有必要对这类坝从结构上进行适当改造。研究采用“刚柔相济”的方法,在已建成的柔性土石坝中“插入”刚性结构体(亦称纵向增强体),集防渗、受力和抵抗变形为一体,从而对常规土石坝进行“改良”,形成纵向增强体土石坝^[4]。这一新坝型提高了常规土石坝的安全运行水平和抗风险能力,本文基于模型试验从理论上开展一些初步分析。

1 纵向增强体土石坝洪水漫顶水力学分析

常规土石坝在遭遇超标洪水或较大洪水时如果泄水设施出现故障,坝体安全将受到危害,此时,洪水漫顶翻水在所难免。在多数情况下,大坝面临溃坝风险,将对河道下游城镇居民和生生活设施构成极大威胁。目前,针对常规土石坝漫顶与溃坝分析已有大量研究^[5-8],但对于纵向增强体土石坝洪水漫顶的研究与分析却十分少见,本文开展了这方面的模拟研究,试验假设按 1 : 100 的模型比尺进行,模型坝高 50 cm,上下游边坡均为 1 : 1.75,顶宽 6 cm,通填区高度 2.4 cm,模拟的增强体心墙采用厚 0.8 cm 的硬质纤维板且表面粗糙,与玻璃水槽接触边采用塑胶黏结固定,如图 1 所示。模型试验坝体选用最大粒径 $d_{\max} \leq 5\text{ mm}$ 的筛分砂砾料,其级配组成见表 1。模型坝制备干密度按 1.82 g/cm^3 控制。



图 1 试验前的增强体模型坝

Fig. 1 Reinforced dam model before the test

表 1 模型试验用料级配组成

Table 1 Composition of materials used in the model tests

粒径/mm	颗粒含量/%	累积百分含量/%
0.010	3	3
0.050	11	14
0.075	4	18
0.100	4	22
0.500	19	41
1.000	19	60
2.000	17	77
5.000	23	100

试验模拟实际单宽流量为 $0.15\text{ m}^3/\text{s}$,水位持续上升直至漫顶,模型将会产生一系列冲刷并导致增强体下游侧出现冲坑(槽),如图 2 所示。



(a) 下游侧冲坑



(b) 下游局部冲坑

图 2 增强体下游侧冲坑(槽)

Fig. 2 Scour hole (trough) at the downstream of reinforced body

根据试验,将增强体土石坝的冲刷过程概化为 4 个过程,如图 3 所示。图 3(a)表示洪水漫顶冲刷开始;图 3(b)表示洪水冲刷致使坝顶消失并使增强体下游侧出现冲刷开始形成冲坑的情形;图 3(c)表示洪水落差增大,冲坑继续发展,增强体下游侧开始形成临空面;图 3(d)表示冲坑达到最大的情形(在坝顶以下冲坑最大深度 $Z_{\max}$ 范围内增强体下游侧形成最大临空)。

整个试验过程简述如下:在水流持续作用(冲刷)下,坝顶与下游坡接合部率先被冲蚀,下游坝坡坡面沿流向冲蚀成小沟状,较大土颗粒在下游坡脚堆积,试验中没有出现因水流冲刷而使坝体下游边坡出现失稳破坏的情况,尽管下游坝坡坡面已出现较严重的冲刷沟道。坝顶持续被冲蚀,增强体上部土体被逐步剥蚀形成

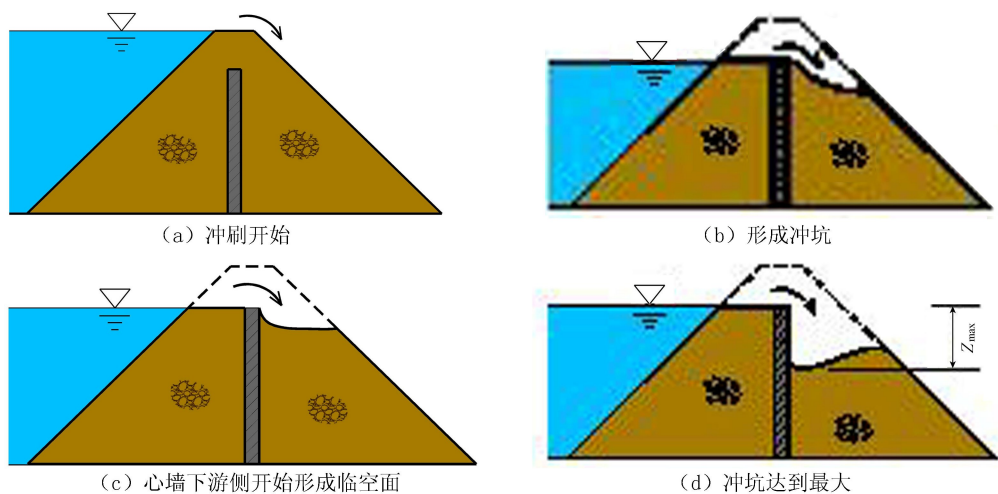


图3 增强体土石坝漫顶冲刷过程

Fig.3 Overtopping and relevant scouring process of longitudinal reinforced rockfill dam

类似“宽顶堰”的水力学构造,这个宽顶堰高程便是增强体顶部高程,不会再降低。而后,水流在墙体下游侧形成较强的贴壁附流,逐步冲蚀形成紧贴墙体的凹槽,这个凹槽逐渐增大形成冲槽(坑),但位置相对固定,靠近墙体而不会向下游变动,从冲槽向坝后坡扩散的水流更像是溢出来的,因而对坝下游坡的冲蚀力不强,水流夹带了那些原属冲槽内的土颗粒向坝下游流下,这样冲坑将越来越深直至上游来水结束。

根据试验分析和参考文献[9-10],下游侧冲刷坑最大深度 $Z_{\max}$ 由下式计算确定:

$$Z_{\max} = \Phi H^m q^n \bar{D}^s \tag{1}$$

式中: Φ ——冲刷系数,与筑坝料的物性及密实程度、级配等有关,取 $\Phi = 3.25 \sim 4.25$; H ——上下游水位差;
 q ——漫顶冲刷时的单宽流量; $\bar{D}$ ——下游堆石料平均粒径; m 、 n 、 s ——试验系数, $m = 0.16 \sim 0.30$, $n = 0.42 \sim 0.56$, $s = 0.18 \sim 0.24$ 。

形成最大冲坑的时间 $T_{\max}$ 由下式计算:

$$T_{\max} = \omega q^\alpha \bar{D}^\beta \tag{2}$$

式中: ω ——时间系数, $\omega = 3.16 \sim 3.88$; α 、 β ——试验参数, $\alpha = -0.40 \sim -0.55$, $\beta = 0.12 \sim 0.18$ 。

2 增强体冲刷后的强度复核

复核增强体在冲刷深度所在断面是否满足结构强度极限要求,如果满足,表明增强体并没有因上游水荷载和土压力作用而产生折断破坏,因而整个坝体尚未溃决,否则,增强体被破坏坝体也将产生溃决。值得一提的是,不能按变形指标来进行复核(如增强体顶端的弯曲与挠度值),因为即便墙体已发生变形,但只要没有超过极限强度值,增强体没有破坏,则不会引起增强体 $Z_{\max}$ 深度范围内的坝体溃决。按平面应变条件,坝体下游形成冲刷坑时的受力情况见图4所示,图4中增强体是在坝底与坝基形成固端刚性连接的整体悬臂梁,计算时不计堆石对上游水头的削减作用,由于下游水位低也不计其水压力作用。

增强体在冲刷坑最低点截面的剪力、弯矩^[11-13]由下式计算:

$$Q_a = \int_0^{Z_{\max}} k_{a1} \rho'_1 g z dz + \int_0^{Z_{\max}} \rho_w g z dz \tag{3}$$

$$M_a = \int_0^{Z_{\max}} k_{a1} \rho'_1 g z (Z_{\max} - z) dz + \int_0^{Z_{\max}} \rho_w g z (Z_{\max} - z) dz \tag{4}$$

因此 $Q_a \leq \delta K_Q R_Q \quad M_a \leq K_M R_M$

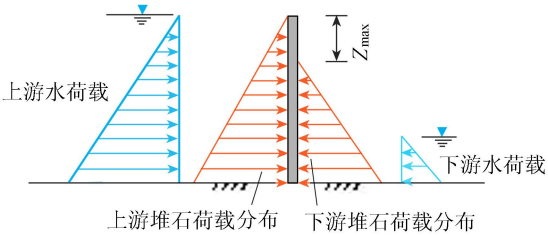


图4 漫顶冲刷后的受力示意图

Fig.4 Force-analysis chart after overtopping

其中
$$R_Q = (0.056 \sim 0.316) R_C \quad R_M = \left(\frac{1}{20} \sim \frac{1}{30}\right) R_C$$
式中: Q_a ——增强体在冲刷坑最低点截面的剪力; M_a ——增强体在冲刷坑最低点截面的弯矩; z ——增强体冲刷坑深度; R_Q ——增强体的抗剪强度值; R_M ——增强体的抗弯强度值; R_C ——增强体的抗压强度值,对 C25 混凝土,取 $R_C=17\text{ MPa}$; K_Q 、 K_M ——结构抗剪、抗弯安全系数; δ ——增强体上下游方向的厚度; ρ'_1 ——上游堆石料的平均浮密度; k_{a1} ——上游堆石料土压力系数; ρ_w ——上游库水密度; g ——重力加速度。

达到剪切破坏和弯矩破坏时的极限深度($Z_{Q,\max}$, $Z_{M,\max}$ 值)为
$$Z_{Q,\max} = \sqrt{\frac{2K_Q R_Q \delta}{g(\rho_w + k'_{a1} \rho'_1)}} \quad Z_{M,\max} = \sqrt[3]{\frac{6K_M R_M}{g(\rho_w + k'_{a1} \rho'_1)}} \quad (5)$$
式中: $Z_{Q,\max}$ ——达到剪切破坏时的极限深度; $Z_{M,\max}$ ——达到弯矩破坏时的极限深度; k'_{a1} ——上游堆石料饱水状态的水平土压力系数。

很显然,当前面计算的 $Z_{\max} < \min(Z_{Q,\max}, Z_{M,\max})$ 时,增强体心墙尚未破坏,尽管坝顶有所损坏但坝体没有产生溃决破坏,防坝尚属安全;否则,当 $Z_{\max} \geq \min(Z_{Q,\max}, Z_{M,\max})$ 时,由于增强体心墙在 $Z_{\max}$ 处已产生剪切或弯矩破坏将导致坝体溃决。

3 计算实例

3.1 算例一

某水库为新建水库,最大坝高 41.5 m,坝顶长 365 m,上游水位 39.5 m,下游水位 1.5 m,采用 C25 刚性混凝土作为防渗心墙,砂岩石渣料填筑坝体,下游堆石料平均粒径为 0.45 m。该水库洪水特性^[14]见表 2。

假定库水漫顶冲刷后上游库水位与增强体心墙顶部高程齐平,则上下游水位差 $H=39.5\text{ m}-1.5\text{ m}=38.0\text{ m}$ 、 $\Phi=3.83$ 、 $m=0.25$ 、 $n=0.50$ 、 $s=0.18$;时间系数 $\omega=3.52$ 、 $\alpha=-0.45$ 、 $\beta=0.15$ 。分别由式(1)(2)计算各频率洪水 $Z_{\max}$ 和 $T_{\max}$,结果见表 2。

因此,在水库遭遇 300 年一遇的校核洪水漫顶冲刷时,最大冲深可达 5.26 m,相应时间为 4.67 h;在 30 年一遇的设计工况下,如洪水漫顶,则坝下游最大冲深 4.17 m,相应时间为 5.77 h。

依据式(4)(5)进行增强体的强度复核,取 $K_Q=1.3$ 、 $K_M=1.25$,C25 墙体混凝土的 $R_C=17\text{ MPa}$ ^[10],则 $R_Q=3.162\text{ MPa}$ 、 $R_M=7.083\text{ MPa}$,对本工程, $\delta=0.8\text{ m}$ 、 $\rho'_1=1.62\text{ t/m}^3$ 、 $k'_{a1}=0.24$,由此得: $Z_{Q,\max}=6.95\text{ m}$ 、 $Z_{M,\max}=7.31\text{ m}$ 。

由于 $Z_{\max}=5.26\text{ m}$ 小于 $\min(Z_{Q,\max}=6.95, Z_{M,\max}=7.31)=6.95\text{ m}$ (校核工况), $Z_{\max}=4.17\text{ m}$ 小于 $\min(Z_{Q,\max}=6.95, Z_{M,\max}=7.31)=6.95\text{ m}$ (设计工况),因此在遭遇 300 年一遇洪水和 30 年一遇洪水下,增强体土石坝并不会产生如同常规土石所谓溃决的极端情况,因而增强体起到了抵制土石坝漫顶溃坝的结构支撑作用,说明增强体土石坝的安全运行性能比常规土石坝更为优越。

3.2 算例二

某水库为小(一)型水库,在原老坝体上加高扩建,已知坝高 36.5 m,坝顶长 273 m,上下游水位差 30 m,C25 防渗心墙,灰岩堆石料填筑坝体,下游堆石料平均粒径为 0.30 m。水库洪水特性^[15]见表 3。

漫顶冲刷发生后上游库水位与增强体心墙顶部高程齐平,则 $H=30\text{ m}$ 、 $\Phi=4.25$ 、 $m=0.27$ 、 $n=0.55$ 、 $s=0.22$;时间系数 $\omega=3.65$ 、 $\alpha=-0.40$ 、 $\beta=0.17$ 。分别由式(1)(2)计算各频率洪水 $Z_{\max}$ 和 $T_{\max}$,结果见表 3。因此,在水库遭遇 300 年一遇的校核洪水漫顶冲刷时,最大冲深可达 7.58 m,相应时间为 3.14 h;在 30 年一遇的设计工况下,如洪水漫顶,则坝下游最大冲深 6.37 m,相应时间为 3.56 h。

表 2 某新建水库洪水漫顶计算结果

Table 2 Calculation results of flood overtopping in a new reservoir project

洪水频率	$Q/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	$q/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1})$	$Z_{\max}/\text{m}$	$T_{\max}/\text{h}$
1/300	149.0	0.408	5.26	4.69
1/30	93.4	0.256	4.17	5.77
1/20	83.2	0.228	3.93	6.07
1/10	66.1	0.181	3.50	6.74
1/5	49.1	0.135	3.03	7.69

表 3 某改建水库洪水漫顶计算结果

Table 3 Calculation results of flood overtopping in a reconstructed reservoir project

洪水频率	$Q/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	$q/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1})$	$Z_{\max}/\text{m}$	$T_{\max}/\text{h}$
1/300	238.0	0.872	7.58	3.14
1/30	173.5	0.636	6.37	3.56
1/20	145.0	0.531	5.77	3.83
1/10	106.7	0.391	4.87	4.33
1/5	67.9	0.249	3.80	5.19

依据式(4)(5),已知 $K_Q = 1.3$, $K_M = 1.25$, C25 墙体混凝土的 $R_c = 17\text{ MPa}$, 则 $R_Q = 3.162\text{ MPa}$, $R_M = 7.083\text{ MPa}$, 对本工程, $\delta = 0.8\text{ m}$, $\rho'_1 = 1.65\text{ t/m}^3$, $k'_{a1} = 0.20$, 由此算得: $Z_{Q,\max} = 7.10\text{ m}$, $Z_{M,\max} = 7.41\text{ m}$ 。

由于,校核工况: $Z_{\max} = 7.58\text{ m}$ 大于 $\min(Z_{Q,\max} = 7.10, Z_{M,\max} = 7.41) = 7.10\text{ m}$; 设计工况: $Z_{\max} = 6.37\text{ m}$ 小于 $\min(Z_{Q,\max} = 7.10, Z_{M,\max} = 7.41) = 7.10\text{ m}$, 因此,在遭遇设计洪水时,墙体仍然是安全的;而在遭遇校核洪水时,增强体将被破坏,进而可能产生溃坝,即使如此,漫顶至溃坝已有 3.14 h 的缓冲时间便于下游避险转移。

4 结 语

在常规土石坝中插入刚性混凝土体,可以提高了纵向增强体土石坝的安全运行性能。纵向增强体土石坝将常规土石坝可能发生的漫顶溃坝模式改变成坝体冲坑模式,由增强体独自抵抗来自上游的巨大水荷载和上游堆石土压力,在时间上延缓了坝体溃决的发生,而坝体是否溃决取决于冲坑深度与增强体受力导致破坏的极限深度之间的计算比较。

纵向增强体土石坝的重要意义不仅在于可以依据这种建坝的理论和实践进行新坝建设,而且为大量已存的众多土石坝(以中小型土石坝为主)进行旧坝改造、除险加固和保坝安全提供了可行的解决方案,从而最大可能地消除由此产生的溃坝风险和次生灾害。

纵向增强体土石坝设计与计算方法已有专文论述。有关提高增强体土石坝安全运行的方法、准则和试验验证工作尚需进一步深入研究,以期取得更加科学可靠的建坝指导原则与技术措施。

参考文献:

[1] 贾金生,袁玉兰,郑瑾莹,等. 水库大坝统计、技术进展与关注的问题简论[J]. 水力发电,2010,36(1):6-10. (JIA Jinsheng, YUAN Yulan,ZHENG Cuiying, et al. Dam construction in China: statistics, progresses and concerned issues[J]. Water Power, 2010,36(1):6-10. (in Chinese))

[2] 方崇惠,段亚辉. 溃坝事件统计分析及其警示[J]. 人民长江,2010,41(11):96-101. (FANG Conghui, DUAN Yahui. Statistical analysis and warning for dam failure events[J]. Yangtze River, 2010,41(11):96-101. (in Chinese))

[3] 四川省水利厅,四川省统计局. 四川省第一次全国水利普查公告[R]. 成都:四川省水利厅,四川省统计局,2013.

[4] 梁军. 纵向增强体土石坝的设计原理与方法[J]. 河海大学学报(自然科学版),2018,46(2):128-133. (LIANG Jun. Design principle and method for the earth rockfill dam with longitudinal reinforcements[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences),2018,46(2):128-133. (in Chinese))

[5] 崔广涛,林继镛,梁兴蓉. 拱坝溢流水舌对河床作用力及其影响的研究[J]. 水利学报,1985,16(8):60-65. (CUI Guangtao,LIN Jiyong,LIANG Xingrong. Forces of overflow nappe of arch dam on riverbed[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1985,16(8):60-65. (in Chinese))

[6] 刘沛清,冬俊瑞,李永祥,等. 在冲坑底部岩块上脉动上举力的实验研究[J]. 水利学报,1995,26(12):59-66. (LIU Peiqing, DONG Junrui, LI Yongxiang, et al. Experimental study of fluctuating uplift at the bottom of a scour pool[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1995,26(12):59-66. (in Chinese))

[7] 陈生水. 土石坝溃决机理与溃坝过程模拟[M]. 北京:水利电力出版社,2012.

[8] 杨武承. 引冲式自溃坝溃口形成时间的试验及规律[J]. 水利水电技术,1985,16(3):1-7. (YANG Wucheng. Experiments and disciplines of the breach formation time of emergency dam[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 1985,16(3):1-7. (in Chinese))

[9] 刘新纪,徐秉衡. 岩石冲刷试验模拟方法冲深估算[R]. 沈阳:水利电力部东北勘测设计院,1978.

[10] 尤季茨基 Г. А. 跌落水流对节理岩块的动水压力作用和基岩的破坏条件[C]//水工水力学译文集(岩石冲刷专辑). 南京:华东水利学院出版社,1979.

[11] 施士昇. 混凝土的抗剪强度、剪切模量和弹性模量[J]. 土木工程学报,1999,32(2):48-52. (SHI Shisheng. Shear strength, modulus of rigidity and young's modulus of concrete[J]. China Civil Engineering Journal, 1999,32(2):48-52. (in Chinese))

[12] 中国建筑科学研究院. 混凝土结构设计规范:GB50010—2010[S]. 北京:中国建筑科学出版社,2010.

[13] 中华人民共和国水利部. 水工混凝土结构设计规范:SL191—2008[S]. 北京:中国水利水电出版社,2009.

[14] 陈开武. 四川省会东县马头山水库工程初步设计报告[R]. 成都:四川省水电建筑工程监理中心,2015.

[15] 王小雷. 四川省通江县方田坝水库扩建工程初步设计报告[R]. 成都:四川省水利水电设计勘测设计研究院,2015.