

文章编号:1007-2993(2016)01-0020-04

花岗岩强风化岩块和残积土岩土混合料填土 强夯后的抗剪强度

张旷成¹ 朱杰兵² 陈明¹

(1. 深圳市勘察测绘院有限公司,广东深圳 518028; 2. 长江水利委员会长江科学院,湖北武汉 430010)

【摘要】 2011年珠海××港××项目兴建高达44 m、总长达2600 m的高填方人工边坡,其填料为花岗岩强风化岩块和残积土的岩土混合料,经分层强夯处理形成高边坡,边坡设计需要这种经强夯处理后的岩土混合料的抗剪强度,为此,进行了大型原位直剪试验,获得强夯处理后岩土混合料本身的内摩擦角 $\varphi=38^\circ$ 、黏聚力 $c=101.4$ kPa,岩土混合料与原始地面交界面的内摩擦 $\varphi=39.1^\circ$ 、黏聚力 $c=108.9$ kPa。为什么强夯后的岩土混合料会有较高的黏聚力?分析认为,其原因是花岗岩岩土混合料的总黏聚力由强风化岩块的抗剪断黏聚力、残积土的原始黏聚力和强夯后的加固黏聚力共同组成。

【关键词】 岩土混合料;强夯;原位直剪试验;抗剪断黏聚力;原始黏聚力;加固黏聚力

【中图分类号】 TU 413

【文献标识码】 A

doi:10.3969/j.issn.1007-2993.2016.01.004

The Shear Strength Research on Rock-Soil Mixture Material of Weathered Granite Blocks and Residual Soil after Dynamic Compaction

Zhang Kuangcheng¹ Zhu Jiebing² Chen Ming¹

(1. Shenzhen Geotechnical Investigation & Surveying Institute Co., Ltd, Shenzhen 518028, Guangdong, China;
2. Changjiang River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, Hubei, China)

【Abstract】 A high slope, with height up to 44 m and length up to 2600 m, was filled with the rock-soil mixture material of weathered granite blocks and residual soil after dynamic compaction in Zhuhai, China. The design of slope needs the shear strength of the mixture material. The large-scale in-situ direct shear test was carried out and the strength parameters are as follows: angle of internal friction $\varphi=38^\circ$, cohesion $c=101.4$ kPa, angle of internal friction and cohesion between fill material and natural ground, $\varphi=39.1^\circ$, $c=108.9$ kPa, respectively. The special research on the mixture material shows large cohesion values after dynamic compaction. It can be explained that granite rock-soil mixture material total cohesion consists of the shear cohesion of strong weathered rock, the residual soil's original clay cohesion and the stabilized cohesion after compaction.

【Key words】 rock-soil mixture material; dynamic compaction; in-situ direct shear test; the shear cohesion; original cohesion; stabilized cohesion

1 工程概况

珠海××港××项目生产基地,其生产区分为两个平台:①山地生产区,整平高程为50.0 m;②填海生产区,整平高程为6.0 m。山地生产区与填海生产区之间将形成高达44 m的高填方边坡。填筑坡长,西侧1400 m,南侧1200 m,总长达2600 m。

填筑边坡的填料为花岗岩强风化岩块和残积土的岩土混合料(以下简称岩土混合料),填筑中含有粒径大于200 mm的块石和粒径大于20 mm的碎石,填筑时剔除了粒径大于500 mm的块石。边坡填筑后采用分层强夯加固处理,填筑虚铺厚度为6 m以

内时,采用单击夯击能3000 kN·m,虚铺厚度为12 m以内时,采用单击夯击能5000 kN·m,由于边坡高度已超过30 m,属于超规范的高填方边坡,为安全、合理设计高边坡的坡率及验算整体稳定性,设计方——深圳市勘察测绘院有限公司提出应进行原位剪切试验,较准确地测求此填料的抗剪强度参数。长江水利委员会长江科学院于2011年6月21日—2011年7月12日负责完成了填石料与原始地面之间和填石料本身各两组原位直剪试验,提供了详细的试验报告^①。目前该建筑边坡已经建成并投入使用,情况良好。

作者简介:张旷成,男,1930年生,1952年毕业于川北大学(后合并于今重庆大学)土木工程系,教授级高级工程师,首批中国工程勘察大师,一直从事岩土工程勘察、设计和研究工作。E-mail: chenming729@qq.com

① 长江水利委员会长江科学院·广东珠海××港××项目平基(护坡)工程原位直剪试验报告[R]. 2011.

2 原位直剪切试验

原位直剪切试验方法:由于填料系含有大直径的粗颗粒土,不能采用一般的室内取土试验,经研究按国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001所规定的“现场直接剪切试验”方法进行原位直接剪切试验。

受到工期设备等条件的限制,试验填料的直径不能完全符合现场的块石情况,装入直剪盒的填料为粒径小于 20 mm 的颗粒质量约占总质量的 30%,粒径 20~100 mm 的颗粒质量约占总质量的 70%,并剔除粒径大于 100 mm 的颗粒,试验土按颗粒级配划分相当于碎石土,含水率为 5%。直剪盒的尺寸按大于装入直剪盒内填料最大粒径 5 倍考虑,长×宽×高定为 500 mm×500 mm×300 mm。

直剪盒和盒中填料分两种情况埋设,一种埋设于原始地面交界面上,另一种埋设于填料之中,以分别求取填料与原始地面和填石料本身的抗剪强度。本工程试验场地原始地貌高低不平,混合料与原始地面交界面直剪试验的原始地面采用人工爆破形成准平面,原始地面下为花岗岩,局部可见 300 mm 宽的强风化破碎裂隙带,试样制作前剔除了松动层。每种情况做两组试验,每组分别按 100 kPa、200 kPa、300 kPa、400 kPa、500 kPa 五个垂直压力进行试验,即共埋设 20 个直剪盒。

直剪盒埋设好后,在其上进行填土和强夯,由于工期限制,敷设填料的厚度由 6 m 减为 3 m,强夯夯击能由 3000 kN·m 减为满夯 1500 kN·m。强夯完成后,再挖出直剪盒进行原位直剪的固结快剪试验。

每个试体(直剪盒)法向应力分 5 级施加,每级法向应力变形达到相对稳定后,再施加下一级,由于

系粗颗粒土,变形相对稳定标准取 0.01 mm/h;剪切应力按预估的最大值,分 8~12 级施加,直至破坏,剪切应力施加按时间控制,每隔 5 min 加载一次,剪切应力施加过程中,保持法向应力不变。试验方法实际上属于固结快剪。

3 试验结果与分析

试验结果经整理后,如表 1 和图 1—图 4 所示。

本次试验直剪试件的尺寸、法向应力分级、法向应力相对稳定标准、剪切速率控制等均符合国标《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001 和国标《土工试验方法标准》GB/T 50123—1999 的要求。

从图 1—图 2 剪应力 τ -正应力 σ 关系曲线看出,相关系数 $R=0.99$ 以上,线性相关性非常好;另从图 3—图 4 剪应力 s -剪切位移 Δ 关系曲线看出剪切位移已达 8~12 mm,超过了 GB/T 50123—1999 中的 4~6 mm 的标准。

从表 1、图 1、图 2 可看出,填料与原始地面交界面的抗剪强度 $\varphi=39.1^\circ$ 、 $c=113.7$ kPa,大于填料本身 $\varphi=38.6^\circ$ 、 $c=103.4$ kPa,这是由于前者剪切面为花岗岩爆破后的凹凸不平准平面,摩擦阻力将更大,动用抗剪断黏聚力的机遇更多,前者大于后者是合理的;另从图 3、图 4 相比较可看出填料与原始地面交界面的 $s-\Delta$ 关系曲线与填土本身的 $s-\Delta$ 关系曲线有所差异,前者在 $\Delta=4$ mm 以后,剪应力不再增加达稳定状态,而填料本身的 $s-\Delta$ 关系曲线则是 $\Delta=4$ mm 以后,剪应力还有所增加,尤其是填料第 2 组更为明显,分析认为这是因为前者的剪切面全为强风化花岗岩,而后者则因填料中含石量有所不同,碎石块的抗剪断黏聚力的贡献亦将有所不同,从而引起剪应力峰值强度有所差异。

表 1 强夯加固碎石填土原位直剪试验成果表

试验名称	试验编号	法向应力 σ /kPa					摩擦系数 f 内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	黏聚力 c /kPa
		100	201	302	404	503		
填料与填料之间	1 组	191.0	268.0	345.0	440.0	517.0	0.818 39.3	105.4
	2 组	191.0	249.0	325.0	421.0	498.0	0.780 38.0	101.0
	两组综合回归统计						0.799 38.6	103.4
填料与原始地面之间	1 组	190.0	276.0	342.0	447.0	513.0	0.811 39.1	108.9
	2 组	200.0	285.0	352.0	456.0	523.0	0.811 39.1	118.5
	两组综合回归统计						0.811 39.1	113.7

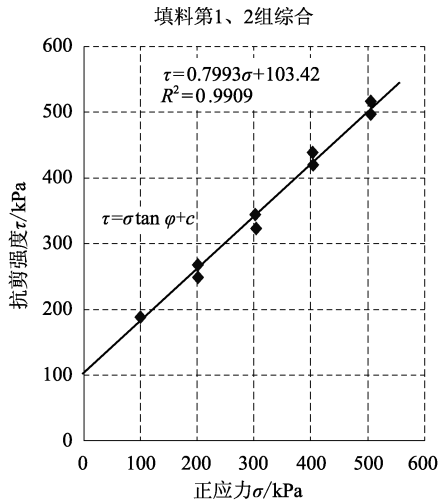


图1 抗剪强度 τ -正应力 σ 关系曲线(填料本身)

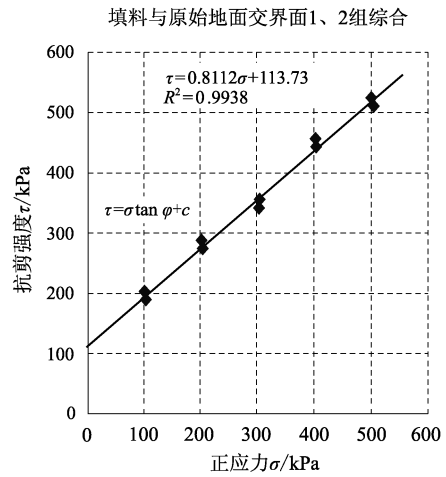


图2 抗剪强度 τ -正应力 σ 关系曲线(填料与原始地面界面)

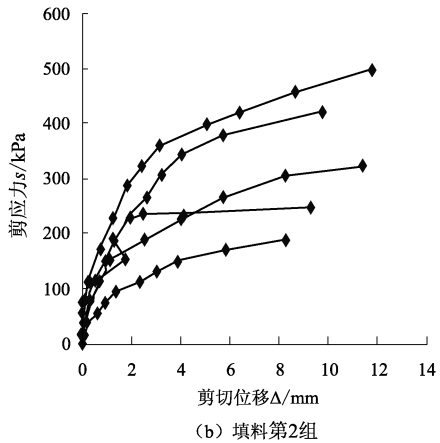
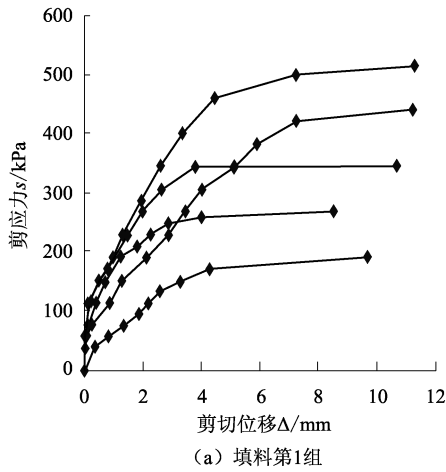


图3 剪应力 s -剪切位移 Δ 关系曲线

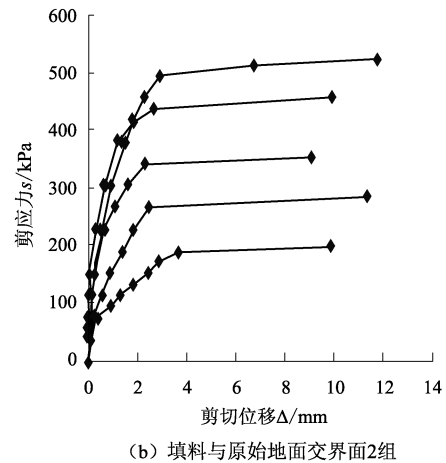
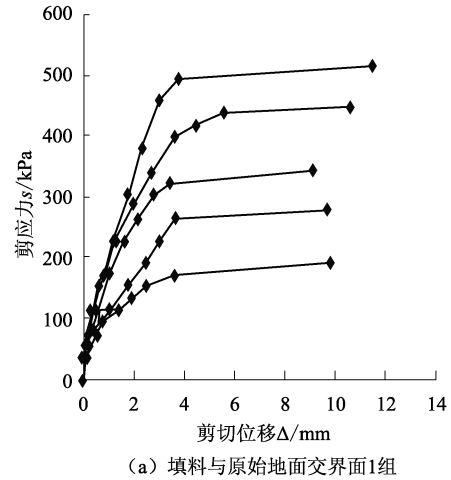


图4 剪应力 s -剪切位移 Δ 关系曲线

4 岩土混合料强夯后出现较高黏聚力的原因探讨

岩土混合料的总黏聚力由三部分组成:一为花岗岩强风化岩块的抗剪断黏聚力;二为填料中花岗岩残积土的原始黏聚力;三为花岗岩残积土强夯后的加固黏聚力,下面逐一分析。

4.1 岩土混合料中的碎石岩块和原始地面的凸出岩石为抗剪断贡献了不同程度的抗剪断黏聚力

本试验岩土混合料的抗剪强度由两部分组成,一为混合料的摩擦阻力,一为混合料的黏聚力。摩擦阻力可用 $f = \sigma \tan \varphi$ 表达。内摩擦角 φ 的物理意义是土

粒间滑动摩擦、滚动摩擦和镶嵌作用所产生的摩擦阻力;黏聚力 c 的物理、化学意义是黏性土土粒之间的联结力,它是由于黏土片状颗粒间面与面、点与点、点与面等接触的静电引力、分子引力效应和(化学)胶结作用所产生^[1]。基于摩尔-库仑准则 $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c$,黏聚力代表法向应力为零时,土粒间的抗剪强度^[2],且与正应力无关^[3]。由于颗粒、质量越大,摩阻力将越大,故将含碎石土的试验成果,用于含块石的边坡设计是偏于安全的。

从表1和图1、图2可看出:岩土混合料在最大正应力条件下的抗剪强度 $\tau = \sigma \tan \varphi + c \approx 500 \tan 39^\circ + 108 \approx 518$ kPa,其中摩擦阻力约占78%,黏聚力约占22%。

从图3、图4剪应力 s 与剪切位移 Δ 的 $s - \Delta$ 关系曲线可看出,各级正应力下的剪切位移 Δ 在4 mm以前都是随剪应力逐渐施加呈陡增情况,且曲线斜率随正应力的增大而变陡,因而可以认为4 mm以前的位移主要是由克服岩土混合料的摩擦阻力而产生;4~12 mm区间的位移,是在剪应力不增加或增加不多的情况下,剪切位移却增加很多, $s - \Delta$ 曲线斜率逐渐变缓或趋于水平,每条曲线都出现,且形态相同,说明它与正应力的大小无关,因而4~12 mm这段位移可能主要是由于克服岩土混合料的黏聚力而产生。在剪应力作用下,土颗粒间将产生挤密,从而产生较大剪切位移,剪应力继续增大,挤密到极限后将由填料中的碎石块,或原始地面的岩石凸出部分提供反力,此反力是由岩块和岩石的抗剪断黏聚力所贡献,而花岗岩强分化碎石岩块或岩石抗剪断黏聚力很大,实际上只动用了其中一部分,因而抗剪断黏聚力是岩土混合料总黏聚力的重要组成部分。

有关规范列出了抗剪断试验测得的强风化花岗岩的黏聚力 c 的最小、最大范围值为0.20~1.93 MPa。均值为0.69 MPa^[4],说明本试验 $c \approx 100$ kPa,只是动用了岩石约1/7的抗剪断强度黏聚力;强风化花岗岩的内摩擦角 φ 最小、最大范围值为30.96~46.9°,均值为39.33°^[4],本试验所得的 φ 为38~39°,大致相当于花岗岩强风化岩块抗剪断试验的均值,且说明岩土混合料的 φ 不会太大,超过45°可能是不合理的。

4.2 花岗岩残积土本身具有较高的原始黏聚力

花岗岩的矿物成分以钾长石和斜长石为主,占各种矿物总量的60%~70%,经风化后形成高岭石。花岗岩残积土的颗粒级配为:大于2 mm颗粒占总质量的20%~30%,0.074~2 mm的颗粒占

总质量18%~28%,小于0.074 mm的细颗粒占质量40%~60%^[5],从而使残积土可能具有较高黏聚力。以高岭石为主的花岗岩残积土,其塑性指数 I_p 范围值为18~33,平均值为22^[5]。由于属于黏土,也就有可能具有较高的黏聚力。

不同方法测得的花岗岩残积土抗剪强度如表2^[6]。

表2 不同方法测得的花岗岩残积土的抗剪强度

试验方法	样本数	黏聚力 c /kPa		内摩擦角 φ (°)	
		范围值	平均值	范围值	平均值
直剪试验	205	20~54	32	16.6~38.3	31
三轴试验	23	15~50	30	10.6~35.0	21
野外大面积直剪	6	19~61	40	23.8~39.7	29.4

不同粒径花岗岩残积土抗剪强度如表3^[6]。

表3 不同粒度测得的花岗岩残积土的抗剪强度

土的名称	样本数	黏聚力 c /kPa		内摩擦角 φ (°)	
		范围值	平均值	范围值	平均值
砾质黏性土	200	20~36	27	31.8~38.5	32.8
砂质黏性土	150	28~39	34	27~31	30.0
黏性土	60	35~55	40	20.5~28.6	26.5

以上资料说明花岗岩残积土本身具有较高的黏聚力,虽经开挖扰动,但花岗岩的矿物成分、颗粒组成不会改变,仍将具有较高的原始黏聚力。

4.3 强风化花岗岩残积土经强夯后可能产生加固黏聚力

苏联 H. Я. 捷尼索夫提出了加固凝聚力的概念,即在压密或固结作用下,颗粒互相靠紧结合成集合体,减弱了集合体内部结合水的楔入作用,使黄土的湿陷性减弱,黏聚力提高^[7]。一栋1955年兴建的三层砖混结构建筑,在1982年结合抗震加固增加一层,为此对基础下经长达27年长期压密作用后的土,与基础外相同深度下未受压的土进行了试验对比,发现基底下长期压密后的土 $c = 45$ kPa、 $\varphi = 21.1^\circ$,而基础外未受压密的土 $c = 32$ kPa、 $\varphi = 19.9^\circ$, c 值提高了40.6%, φ 仅提高了6%^[8];深圳海相淤泥采用静、动联合排水固结法处理,处理前后土的抗剪强度进行试验对比,处理前淤泥的 $c = 9$ kPa、 $\varphi = 2.4^\circ$,处理后 $c = 19.6$ kPa、 $\varphi = 2.4^\circ$,黏聚力提高了118%, φ 未变^[9]。此两个工程实例说明长期压密或强夯加固后加固黏聚力确实存在。 φ 未提高或提高不大,是因为 φ 的大小取决于塑性指数 I_p , I_p 越小,砂性越重,

(下转第45页)

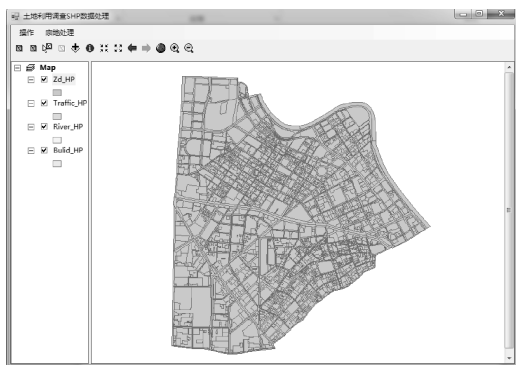


图2 SHP数据处理主界面

3 总结

本文以天津市城镇土地利用现状调查 CAD 数据为处理对象,分析了原始 CAD 数据和目标 SHP

数据的特点,利用 AutoCAD Map 3D 2010 和 ArcEngine9.3 技术,基于 C# 语言开发了 CAD 转换 SHP 数据工具、拓扑检查工具和 SHP 数据处理程序,解决了一系列数据转换、数据检查和错误处理的问题,极大地提高了工作效率,保证了数据质量,对于大面积土地利用现状调查数据处理具有较大实际意义。

参 考 文 献

- [1] 马洪斌,肖建林,刘岩. 3S 技术在土地利用现状变更调查中的应用研究[J]. 测绘科学,2008,33(3):195-197.
- [2] 王丽丽,余代俊,白铁勇. 基于 RS 和 GIS 土地利用现状调查[J]. 地理空间信息,2009,7(6):94-97.

收稿日期:2015-12-15

(上接第 23 页)

φ 越大,反之越小^[10],由于加固前后 I_p 变化不大,所以 φ 变化不大。

以上分析说明,花岗岩强风化岩块和残积土的岩土混合料经强夯后的抗剪强度试验所得的总黏聚力是由碎石岩块的抗剪断黏聚力、残积土本身的原始黏聚力和强夯后加固黏聚力所作出不同程度的贡献,致使强夯后岩土混合料填土总黏聚力较高。

根据试验报告,该高填方边坡工程设计采用了比较安全的处理,44 m 高的边坡分四级,每级设 2~4 m 宽平台,分级坡率为 1:1.3 或 1:1.4,总体平均坡率 1:1.55,即 32.9°^②。目前边坡已建成,投入使用,情况良好。

5 结 语

1) 原位直剪试验方法合理,符合有关规范要求,已用于工程设计,边坡已建成,情况良好。

2) 按原位直剪固结快剪试验测求得的岩土混合料本身抗剪强度内摩擦角 $\varphi_{cq} = 38^\circ$ 、黏聚力 $c_{cq} = 101.6$ kPa,岩土混合料与原始地面之间的抗剪强度内摩擦角 $\varphi_{cq} = 39.1^\circ$ 、黏聚力 $c_{cq} = 108.9$ kPa。含碎石的试验成果,用于含块石的边坡设计是偏于安全的。

3) 试验结果出现较高的黏聚力的原因是强风化花岗岩岩块可为岩土混合料提供很高的抗剪断黏聚力,花岗岩残积土的自身具有较高的原始黏聚力,强夯后还将产生加固黏聚力。

4) 由于强夯后的碎石、块石粗颗粒土其抗剪强度如何正确取得,在国内报道很少,因此本文可供类

似工程参考,不妥之处请指正。

参 考 文 献

- [1] 王钟琦,孙广忠,刘双光,等. 岩土工程测试技术[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1986.
- [2] JGJ 84—92 建筑岩土工程勘察基本术语标准[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1993.
- [3] H. A. 崔托维奇. 土力学[M]. 北京:地质出版社,1954.
- [4] JTJ 250—98 港口工程地基规范[S]. 北京:人民交通出版社,1998.
- [5] 王荆丹. 深圳地区花岗岩残积土的物理力学性质的一些规律[C]//区域性土的岩土工程问题学术讨论会论文集. 北京:原子能出版社,1996:219-221.
- [6] 张文华,张旷成. 花岗岩残积土工程性质研究[C]//区域性土的岩土工程问题学术讨论会论文集. 北京:原子能出版社,1996:212-219.
- [7] H. Я. 捷尼索夫. 黄土与黄土状亚黏土的的建筑性质[M]. 北京:地质出版社,1956.
- [8] 张旷成. 非饱和黄土地基的长期压密效应——西安矿业学院六号楼加层勘测实例分析[G]//张旷成文集. 北京:中国建筑工业出版社,2013:75.
- [9] 丘建金,张旷成,刘强,等. 深圳市宝安新中心区裕安路静力、动力联合排水固结法软土路基处理工程实录[J]. 深圳土木与建筑,2005,2(3):43.
- [10] 吴天行. 土力学[M]. 冯国栋等译. 成都:成都科技大学出版社,1982.

收稿日期:2015-05-18

②深圳市勘察测绘院有限公司. ××项目平基(护坡)工程岩土工程设计图纸. 施工图[R]. 2011.